COMUNE DI SAN GIUSTO CANAVESE

Città Metropolitana di Torino

Regione Piemonte

ATTIVITA' 02 - PROGETTO ESECUTIVO

Attività specialistiche finalizzate all'Adeguamento sismico della Palestra Comunale e dei locali Spogliatoi e servizi, situati alla Via IV Novembre n.2 nel Comune di San Giusto Canavese (TO). PROGETTO ESECUTIVO.

OGGETTO DELL'ELABORATO	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA POST-INTERVENTO
SCALA	-

IDENTIFICATIVO ELABORATO

CODICE COMMESSA	TIPOLOGIA ATTIVITA'	n° ATTIVITA'	TIPOLOGIA ELABORATO	VERSIONE	DATA	N° ELABORATO
045_19	PE	A02	RC	00 - Emissione	Luglio 2020	05
045_19	PE	A02	RC	01 - Revisione	Settembre 2020	

Il Tecnico

Ing. Roberto SECCHI
Ordine Ingegneri Provincia Torino
Posizione n.12950
Cod.Fisc. SCC RRT 87A09 G203Z
email: secchi@engineer.com
pec: roberto.secchi1@ingpec.eu
Telefono: 3202859881
Corso Giovanni Agnelli 118
10137 - Torino (TO)

Timbri e Firme



Il Committente

Comune di San Giusto Canavese
Provincia di Torino
Ufficio Tecnico Comunale
Piazza del Municipio n.1
10090 - San Giusto Canavese

INDICE

1. PREMESSA 6

1.1 OGGETTO 6
1.2 OBIETTIVO 7
1.3 ATTIVITÀ PROPEDEUTICHE 8

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 9

3. CODICE DI CALCOLO 10

3.1 DOLMEN WIN 19 10
3.2 GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE 12

4. CONOSCENZA DEI MANUFATTI 13

4.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO ORIGINARIA 13
4.1.1 Progetto architettonico – Ing. Marietta_Ottobre 1984 14
4.1.2 Progetto strutture in c.a.p. – Ing. Cislaghi_Marzo-Aprile 1985 16
4.1.3 Progetto strutture in c.a. – Ing. Siniscalco-Giugno 1985 20
4.1.4 Relazioni descrittive e di calcolo 39
4.1.5 Denuncia delle opere strutturali 43
4.1.6 Collaudo statico 48
4.2 STORIA SISMICA DELL'EDIFICIO E RELAZIONE CON L'EVOLUZIONE STRUTTURALE 52
4.2.1 Sismi pregressi 52
4.2.2 Teoria ed interpretazione dei dati 54
4.2.3 Considerazioni sui sismi pregressi 55
4.2.4 Evoluzione della classificazione sismica comunale 56
4.3 CAMPAGNA INDAGINI 59
4.3.1 Calcestruzzo pilastri 63
4.3.2 Calcestruzzo travi 67
4.3.3 Calcestruzzo fondazioni 69
4.3.4 Acciaio da c.a. 71

5. GEOTECNICA 72

5.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI 72
5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI 73

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA 75

6.1 FLUSSO OPERATIVO 75
6.2 INDICE DI SICUREZZA SISMICA 76
6.3 PARAMETRI DI BASE 76
6.4 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 77
6.5 METODOLOGIA DI CALCOLO 79
6.5.1 Classificazione delle azioni 79
6.5.2 Combinazioni delle azioni 79
6.6 PRINCIPI E TIPOLOGIA DI ANALISI SISMICA 81
6.7 EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE 82

7. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI 83

7.1 DESTINAZIONE D'USO 83
7.2 CLASSIFICAZIONE DELL'EDIFICIO 83

7.3 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA 83
7.4 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE 87
7.4.1 Palestra 87
7.4.2 Spogliatoi e servizi 90

8. MATERIALI 92

8.1 STRUTTURE ESISTENTI 93
8.1.1 Livello di conoscenza 93
8.1.2 Caratteristiche dei materiali 93
8.2 STRUTTURE IN PROGETTO 95

9. ANALISI DEI CARICHI 97

10. PALESTRA 102

10.1 MODELLAZIONE E IPOTESI DI CALCOLO 102
10.2 VISTE DEL MODELLO DI CALCOLO 103
10.3 CONDIZIONI DI CARICO 106
10.4 COMBINAZIONI DI CARICO 107
10.5 ANALISI SISMICA DINAMICA LINEARE 109
10.6 ANALISI STATICA LINEARE COMPLEMENTARE 111
10.7 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI 113
10.7.1 Statiche 113
10.7.2 Sismiche 118
10.8 VERIFICHE 129
10.8.1 Verifica delle non linearità geometriche 129
10.8.2 Verifica a pressoflessione dei pilastri 130
10.8.2.1 Pilastri centrali 131
10.8.2.2 Pilastri su lato minore 148
10.8.2.3 Pilastri d'angolo 165
10.8.3 Verifica a taglio dei pilastri 182
10.8.3.1 Pilastri centrali 184
10.8.3.2 Pilastri su lato minore 190
10.8.3.3 Pilastri d'angolo 196
10.8.4 Verifica forcella pilastri 202
10.8.4.1 Analisi delle sollecitazioni 202
10.8.4.2 Verifica a flessione 205
10.8.4.3 Verifica a taglio 207
10.8.5 Verifica plinti a bicchiere 208
10.8.5.1 Pilastri centrali 212
10.8.5.2 Pilastri su lato minore 217
10.8.5.3 Pilastri d'angolo 222
10.8.6 Verifica della suola del plinto 227
10.8.6.1 Modellazione 227
10.8.6.2 Verifica a flessione 235
10.8.6.3 Verifica a taglio 236
10.8.7 Verifiche geotecniche 237
10.8.7.1 Verifiche e riassunto dei risultati 237
10.8.7.2 Descrizione del metodo di calcolo. 242
10.8.7.3 Sollecitazioni al piano di posa 242

10.8.7.4 Capacità portante ... 245
10.8.7.5 Scorrimento ... 247
10.8.8 Verifica dei tamponamenti ... 250
10.8.8.1 Modellazione e ipotesi di calcolo ... 250
10.8.8.2 Determinazione dell'azione sismica ... 253
10.8.8.3 Analisi delle sollecitazioni ... 254
10.8.8.4 Verifica a flessione ... 257
10.8.8.5 Verifica a taglio ... 259
10.8.9 Verifica degli Spostamenti a SLV ... 260
10.8.9.1 Descrizione delle strutture ... 260
10.8.9.2 Spostamenti in direzione X globale ... 261
10.8.9.3 Spostamenti in direzione Y globale ... 263

11. SPOGLIATOI E SERVIZI ... 265

11.1 MODELLAZIONE E IPOTESI DI CALCOLO ... 265
11.2 VISTE DEL MODELLO DI CALCOLO ... 266
11.3 CONDIZIONI DI CARICO ... 267
11.4 COMBINAZIONI DI CARICO ... 268
11.5 ANALISI SISMICA DINAMICA LINEARE ... 269
11.6 ANALISI STATICA LINEARE COMPLEMENTARE ... 270
11.7 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI ... 271
11.7.1 Statiche ... 271
11.7.2 Sismiche ... 276
11.8 VERIFICHE ... 281
11.8.1 Verifica delle non linearità geometriche ... 281
11.8.2 Verifica a pressoflessione dei pilastri ... 283
11.8.3 Verifica a taglio dei pilastri ... 293
11.8.4 Verifica a pressoflessione dei setti ... 300
11.8.5 Verifica a taglio dei setti ... 317
11.8.6 Verifica fondazioni ... 322
11.8.7 Verifica degli Spostamenti a SLV ... 323
11.8.7.1 Descrizione delle strutture ... 323
11.8.7.2 Spostamenti in direzione X globale ... 324
11.8.7.3 Spostamenti in direzione Y globale ... 325

12. ESITI DELLE VERIFICHE ... 327

13. INTERVENTI IN PROGETTO - PALESTRA ... 328

13.1 INTERVENTO 1 – PALESTRA – COLLEGAMENTI TEGOLI-TRAVI ... 328
13.1.1 Determinazione della forzante sismica ... 328
13.1.2 Verifica dell'ancoraggio lato trave in c.a. ... 329
13.1.3 Verifica della barra filettata lato tegolo ... 334
13.1.4 Verifica a rifollamento della piastra ... 335
13.2 INTERVENTO 2 – PALESTRA – COLLEGAMENTI TRAVI-PILASTRI ... 336
13.2.1 Intervento 2a - Collegamento travi centrali ... 336
13.2.1.1 Determinazione della forzante sismica ... 336
13.2.1.2 Verifica dell'ancoraggio frontale al pilastro ... 339
13.2.1.3 Verifica dell'ancoraggio laterale al pilastro ... 344
13.2.1.4 Verifica della barra filettata lato trave ... 345

13.2.1.5 Verifica a rifollamento della piastra ... 346
13.2.2 Intervento 2b - Collegamento travi perimetrali-pilastro centrale ... 347
13.2.2.1 Determinazione della forzante sismica ... 347
13.2.2.2 Verifica dell'ancoraggio lato trave ... 350
13.2.2.3 Verifica dell'ancoraggio lato pilastro ... 354
13.2.2.4 Verifica a flessione e taglio della piastra ... 356
13.2.2.5 Verifica a rifollamento della piastra ... 359
13.2.2.6 Verifica a punzonamento della piastra ... 360
13.2.3 Intervento 2c - Collegamento travi perimetrali-pilastri d'angolo ... 361
13.2.3.1 Determinazione della forzante sismica ... 361
13.2.3.2 Verifica dell'ancoraggio frontale al pilastro ... 361
13.2.3.3 Verifica dell'ancoraggio lato trave ... 366
13.3 INTERVENTO 3 – PALESTRA – COLLEGAMENTO TRAVI PERIMETRALI-TIMPANO ... 367
13.3.1 Descrizione dell'intervento ... 367
13.3.2 Determinazione dell'azione sismica ... 372
13.3.3 Verifica ancoraggio ... 373
13.3.4 Verifica a taglio della piastra ... 376
13.3.5 Verifica a punzonamento della piastra ... 376
13.4 INTERVENTO 4 – PALESTRA – AMPLIAMENTO GIUNTO LATO PENSILINA IN C.A. ... 377
13.5 INTERVENTO 5 – PALESTRA – RINFORZO DEI PLINTI A BICCHIERE ... 379
13.5.1 Pilastri centrali ... 380
13.5.2 Pilastri su lato minore ... 384
13.5.3 Pilastri d'angolo ... 388

14. INTERVENTI IN PROGETTO – SPOGLIATOI E SERVIZI ... 392

14.1 INTERVENTO 6 – SPOGLIATOI – RINFORZO DEI PILASTRI ... 393
14.1.1 Modellazione e ipotesi di calcolo ... 393
14.1.2 Viste del modello di calcolo ... 393
14.1.3 Condizioni di carico ... 394
14.1.4 Combinazioni di carico ... 394
14.1.5 Analisi sismica dinamica lineare ... 395
14.1.6 Analisi statica lineare complementare ... 396
14.1.7 Analisi delle sollecitazioni ... 397
14.1.8 Verifica delle non linearità geometriche ... 402
14.1.9 Verifica a pressoflessione dei pilastri ... 403
14.1.9.1 Pilastri centrali ... 403
14.1.9.2 Pilastri d'angolo ... 411
14.1.10 Verifica a taglio dei pilastri ... 420
14.1.10.1 Pilastri centrali ... 420
14.1.10.2 Pilastri d'angolo ... 425
14.1.11 Verifica a pressoflessione dei setti ... 429
14.1.12 Verifica a taglio dei setti ... 446
14.1.13 Verifica degli Spostamenti a SLV ... 451
14.1.13.1 Descrizione delle strutture ... 451
14.1.13.2 Spostamenti in direzione X globale ... 452
14.1.13.3 Spostamenti in direzione Y globale ... 453
14.2 INTERVENTO 7 – SPOGLIATOI – AMPLIAMENTO FONDAZIONI PILASTRI D'ANGOLO ... 454
14.2.1 Verifica fondazioni pilastri centrali ... 454
14.2.1.1 Analisi delle sollecitazioni ... 455

14.2.1.2 Verifica a flessione 458
14.2.1.3 Verifica a taglio 459
14.2.1.4 Verifica a capacità portante 460
14.2.2 Verifica fondazioni pilastri d'angolo 461
14.2.2.1 Analisi delle sollecitazioni 462
14.2.2.2 Verifica portata dei pali 467
14.2.2.3 Verifica sforzo assiale dei pali 468
14.2.2.4 Verifica a taglio dei pali 468
14.2.2.5 Verifica tensione ideale sui pali 469
14.2.2.6 Verifica a punzonamento testa pali 470
14.2.2.7 Verifica armatura plinto 471
14.3 INTERVENTO 8 – SPOGLIATOI – COLLEGAMENTO ALLA BASE DEI SETTI 472
14.3.1 Determinazione dell'azione sismica 472
14.3.2 Verifica barra filettata lato setti 473
14.3.3 Verifica tassello lato tegoli 474
14.3.4 Verifica a rifollamento della piastra 476
14.4 INTERVENTO 9 – SPOGLIATOI – COLLEGAMENTO COPERTURA-SETTI 477
14.4.1 Determinazione dell'azione sismica 477
14.4.2 Verifica tasselli lato setto 478
14.4.3 Verifica tasselli lato soletta di copertura 482
14.4.4 Verifica a rifollamento della piastra 485
14.5 INTERVENTO 10 – SPOGLIATOI – RISOLUZIONE DEL MARTELLAMENTO LATO PALESTRA 486
14.5.1 Verifica in direzione X globale 487
14.5.2 Verifica in direzione Y globale 488
14.5.3 Verifica profilo 488
14.5.4 Verifica ancoraggio 489
15. CONCLUSIONI 492

1. PREMESSA

1.1 OGGETTO

La presente relazione riporta i calcoli strutturali relativi al **Progetto di Adeguamento Sismico** della Palestra comunale e dei Locali spogliatoi e servizi, del complesso scolastico sito alla Via IV Novembre n°2 nel Comune di San Giusto Canavese (TO), individuati all'interno della planimetria sotto riportata.

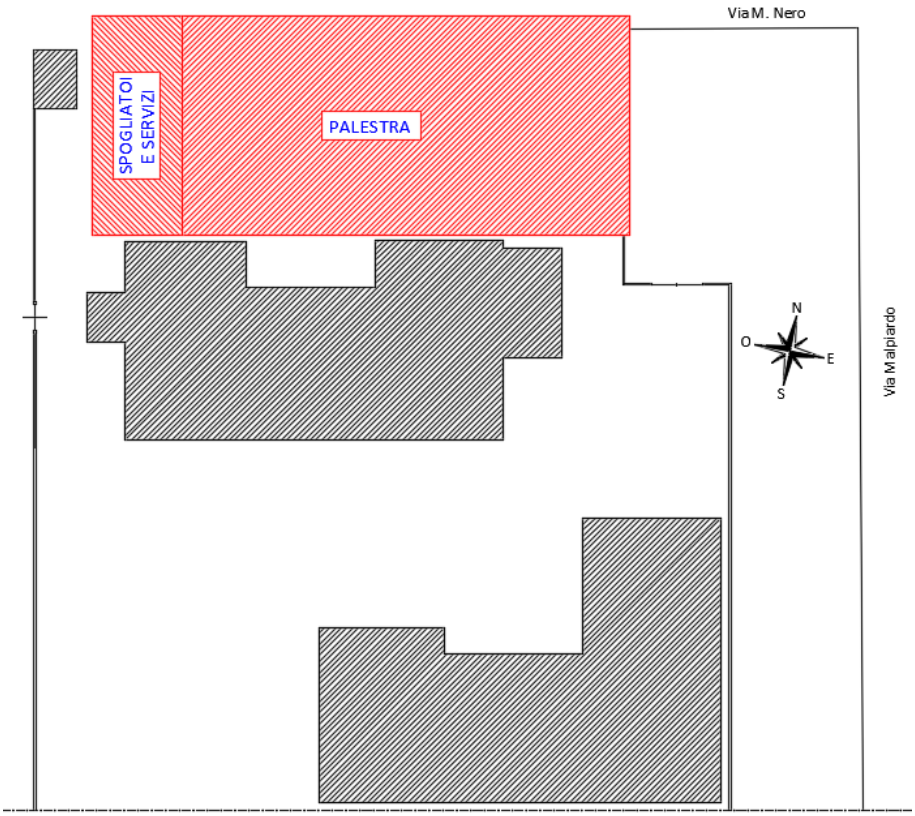


Figura 1 - Planimetria del complesso scolastico con individuazione corpi strutturali

Fabbricato	Struttura portante verticale	Struttura portante orizzontale
Palestra	Pilastri in c.a.	Travi a doppia pendenza e tegoli in c.a.p.
Spogliatoi e servizi	Pilastri in c.a.	Travi in c.a. e solaio predalles

Tabella 1 – Informazioni generali sulle strutture

Il presente documento ha come punto di partenza la Valutazione della Sicurezza Sismica redatta dalla Società Tecnoindagini S.r.l., datata Aprile 2019 e riportata per completezza documentale all'interno dell'Elenco Elaborati costituente il presente Progetto Esecutivo di Adeguamento sismico, con codice *045_19-PE-A02-04-RC-0*.

La relazione sopra citata rappresenta la situazione di PRE-INTERVENTO e segnala delle vulnerabilità sismiche globali e locali che vengono risolte attuando gli interventi previsti nel presente Progetto.

La metodologia di approccio utilizzata per lo studio delle strutture è mirata ad acquisire un maggiore livello di conoscenza delle risorse ultime delle strutture stesse, tenendo in debita considerazione l'evoluzione temporale delle strutture nel corso degli anni (eventuali ampliamenti, variazioni di carichi applicati, variazioni schemi statici originari, ecc..) e ricercando, per ognuno di essi, la presenza di eventuali meccanismi critici attivabili in fase sismica.

Preliminarmente è opportuno precisare che le strutture analizzate NON SONO STATE PROGETTATE PER RESISTERE AL SISMA, ed è in questo contesto che si colloca il concetto di "risorse" statico-strutturali e di "meccanismi critici".

Gli interventi previsti sono ampiamente documentati all'interno della Relazione tecnica illustrativa, codice *045_19-PE-A02-01-RI-0.*

Per maggiori dettagli circa le geometrie e i dettagli degli interventi si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

1.2 OBIETTIVO

La finalità ultima del presente documento è quella di ridefinire l'**INDICE DI SICUREZZA SISMICO** ζ_e nella situazione Post-intervento, inteso come rapporto tra l'azione sismica che corrisponde al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita per la struttura e l'azione sismica di progetto prevista dalle norme attuali per le nuove costruzioni.

Pertanto, tanto più l'ζ_e è vicino all'unità (o in percentuale al 100%), tanto più alta è la quota di azione sismica di progetto per strutture di nuova realizzazione che l'edificio è in grado di sopportare, e quindi più bassa risulta la possibilità che si attivino meccanismi critici in fase sismica.

L'attività analitica è stata condotta mediante modellazioni FEM con codici di calcolo testati e riconosciuti, applicando le indicazioni e le disposizioni normative di settore nonché le teorie della Scienza delle Costruzioni unite alle usuali metodologie di approccio alle problematiche di carattere sismico.

1.3 ATTIVITÀ PROPEDEUTICHE

Come noto, la normativa vigente in materia di Verifica sismica degli edifici esistenti è la NTC 2018 - Capitolo 8 che prevede una modellazione della struttura da analizzare, sulla base di una preliminare "conoscenza" dell'esistente che sia inerente a:

- geometrica (luci, dimensioni sezioni, dettagli costruttivi, ecc);
- qualità e caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati.

Suddetta attività di conoscenza parte con l'analisi documentale del progetto originario e di eventuali successivi interventi e, ove assente, da una progettazione simulata, da effettuarsi secondo i metodi e le normative di calcolo dell'epoca, per poi passare ad una verifica in situ di quanto recepito dalla documentazione o ipotizzato da calcoli teorici.

Tale verifica secondo norma è sempre obbligatoria anche nel caso di documentazione abbondante ed esaustiva, e la si ottiene attraverso una pianificazione di **Campagna di indagini** incentrata sui fabbricati oggetto di analisi.

Per quanto attiene la presente struttura, le attività propedeutiche alla progettazione sono state:

- Analisi di tutta la documentazione strutturale disponibile, la quale risulta completa e dettagliata nelle geometrie e nelle armature dei principali elementi che la costituiscono.
- A seguito dello studio della documentazione progettuale, sono stati effettuati sopralluoghi specifici, finalizzati alla verifica della congruenza tra la situazione dichiarata negli elaborati di progetto e quella riscontrabile in sito; sono emerse situazioni di difformità di modesta rilevanza, le quali sono comunque state indagate con la campagna indagini integrativa effettuata.
- Predisposizione di un Piano delle indagini integrativo rispetto a quello già predisposto dalla Società Tecnoindagini S.r.l. in fase di Valutazione dell'Indice di Sicurezza Sismico Pre-intervento.
- Studio specifico dei terreni ospitanti le strutture in oggetto, eseguito dalla Dr.ssa Geol. Manuela Pallozzi, allo scopo di:
    - avere un inquadramento geologico e idrogeologico dell'area in oggetto;
    - valutare le caratteristiche stratigrafiche del terreno ai fini sismici e determinare dunque la Categoria di sottosuolo e la relativa amplificazione sismica corrispondente;
    - determinare le caratteristiche meccaniche e geotecniche delle varie stratigrafie che definiscono il terreno ospitante le strutture.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **C.N.R. n° 10024/1986**: "Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo".
- **OPCM 20 Marzo 2003 n°3274 e s.m.i.**: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- **D.M. 14-01-2008:** Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – TESTO UNICO.
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617:** Istruzioni per l'applicazione delle *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 14-01-2008.
- **Eurocodice 2** - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **Eurocodice 8** - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

Le norme precedenti sono prese in considerazione solamente lì dove le seguenti norme non forniscono adeguate indicazioni progettuali:

- **D.M. 17-01-2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.
- **CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.:** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **D.G.R. n.65-7656 del 21 Maggio 2014:** Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084.
- **D.G.R. n.6-887 del 30 Dicembre 2019:** Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65- 7656.

3. CODICE DI CALCOLO

3.1 DOLMEN WIN 19

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica delle sezioni si è fatto ricorso all'ausilio di un elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

DOLMEN WIN (R), versione 19.0, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F sviluppato in ambiente Windows, e scritto utilizzando i linguaggi Fortran e C.

Dolmen per Windows (DOLMENWIN) è una procedura ad elementi finiti sviluppata dalla CDM DOLMEN di Torino sulla base delle esperienze maturate in anni di sviluppo e di utilizzo di programmi di analisi strutturale. Il codice di calcolo è stato realizzato facendo uso del linguaggio FORTRAN 77, per le parti di calcolo strutturale, e del C Language, per le parti di grafica, ed è disponibile non solo in ambiente MS-WINDOWS, ma anche sulle piattaforme basate su sistema operativo UNIX. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

Le caratteristiche salienti del programma possono essere riassunte come segue:

- analisi in campo elastico lineare di strutture costituite da aste prismatiche di sezione qualunque comunque orientate nello spazio e da elementi finiti piani quadrangolari e triangolari comunque disposti nello spazio;
- costruzione del modello strutturale realizzabile integralmente per mezzo di un CAD tridimensionale, con controllo immediato della geometria della struttura;
- generazione dei file dei risultati in forma binaria compatta con possibilità di generare file ASCII per le stampe solo per le sollecitazioni ed i casi di carico di interesse;
- verifica di resistenza e di stabilità di membrature in carpenteria metallica ai sensi delle Norme CNR 10011 basate sulla teoria delle tensioni ammissibili;
- possibilità di importazione - esportazione di files grafici verso i più diffusi programmi di CAD su piattaforma DOS e UNIX (AUTOCAD, ME10 e STAR Architettura);
- possibilità di esportazione di files dati e risultati verso qualunque word processor in grado di leggere file ASCII, per l'inserimento in relazioni di calcolo e presentazioni.

Il metodo degli elementi finiti può essere considerato una estensione al campo dei corpi elastici continui del metodo degli spostamenti, dove si realizza una approssimazione fisica della struttura mediante elementi (travi, aste ecc.), per i quali si possono definire in forma esatta le relazioni forze-spostamenti ai nodi. Per analogia, si sostituisce al corpo elastico continuo il modello ad elementi finiti e si riducono ai nodi le infinite connessioni presenti. L'elemento atto a riprodurre il comportamento fisico di una parte molto piccola del modello viene visualizzato come una sottoregione in cui definire a priori, in modo possibilmente semplice, l'andamento delle funzioni incognite rappresentate dalle componenti dello spostamento. Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni. Una volta acquisiti i dati il modulo effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input, calcola le rigidezze dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidezza globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni nei singoli elementi.

Il calcolo della struttura viene condotto per una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Casi di Carico. I casi di carico possono essere definiti per somma (semplice, doppia o quadratica) o inviluppo di condizioni elementari affette da un coefficiente moltiplicativo; inoltre un caso di carico può comprendere anche altri casi di carico definiti in precedenza. I dati relativi ai casi di carico vengono memorizzati nel file COMBINAZ, che viene letto ed interpretato al momento della generazione dei casi di carico. Conclusa l'analisi statica, il programma genera archivi di risultati (in formato binario) relativi a:

- spostamenti nodali;
- reazioni vincolari;
- sollecitazioni nelle aste;
- sollecitazioni nei gusci triangolari;
- sollecitazioni nei gusci rettangolari;

uno per ogni condizione di carico definita.

La generazione dei casi di carico avviene semplicemente seguendo le indicazioni contenute nel file COMBINAZ generato all'interno del menu archivi elementari. Vengono generati i files contenenti le varie combinazioni di carico desiderate. Qualora sia stata richiesta la somma con doppio segno di alcune condizioni di carico, oppure l'inviluppo rispetto ad una delle caratteristiche di sollecitazione, gli spostamenti, le reazioni vincolari e le sollecitazioni nelle aste o nei gusci verranno presentate sotto forma di coppie di valori, una per la somma con segno + (massimo) ed una per la somma con segno - (minimo). A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

3.2 GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE

L' affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione. Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche. L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite, porta a confermare la validità dei risultati.

Le verifiche sono effettuate a valle di una modellazione agli elementi finiti (F.E.M.) di caratteristiche geometriche / statiche pari a quelle reali.

4. CONOSCENZA DEI MANUFATTI

La conoscenza dei manufatti è alla base del procedimento di verifica di sicurezza sismica ed è stata sostanzialmente perseguita con lo svolgimento delle seguenti attività:

- Ricerca documentazione di progetto esistente
- Analisi Storico-Critica ed Evoluzione strutturale degli edifici
- Storia sismica degli edifici

Obbiettivi delle suddette attività sono di tipo:

- Qualitativo: individuare eventuali eventi sismici pregressi e conseguenti danneggiamenti e/o riparazioni;
- Numerico: individuare, unitamente alle indagini effettuate, il livello di conoscenza LC della struttura ed applicare il corrispondente fattore di confidenza FC, indispensabile per definire i valori di calcolo delle resistenze dei materiali da implementare nel modello di calcolo FEM adottato per le verifiche.

4.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO ORIGINARIA

È stato possibile reperire la documentazione progettuale originaria, la quale risulta essere completa a meno di alcune variazioni non sostanziali riscontrate in sede di sopralluogo.

Il progetto architettonico, a firma dell'ing. Marietta, è datato Ottobre 1984.

Il progetto delle strutture in c.a.p., a firma dell'ing. Cislaghi, è datato Aprile 1985.

Il progetto delle strutture in c.a., a firma dell'ing. Siniscalco, è datato Giugno 1985.

Il collaudo statico, a firma dell'ing. Saporiti è datato Aprile 1987.

Seguono degli stralci della documentazione progettuale, utile a comprendere geometrie, materiali impiegati ed armature dei principali elementi.

4.1.1 Progetto architettonico – Ing. Marietta_Ottobre 1984

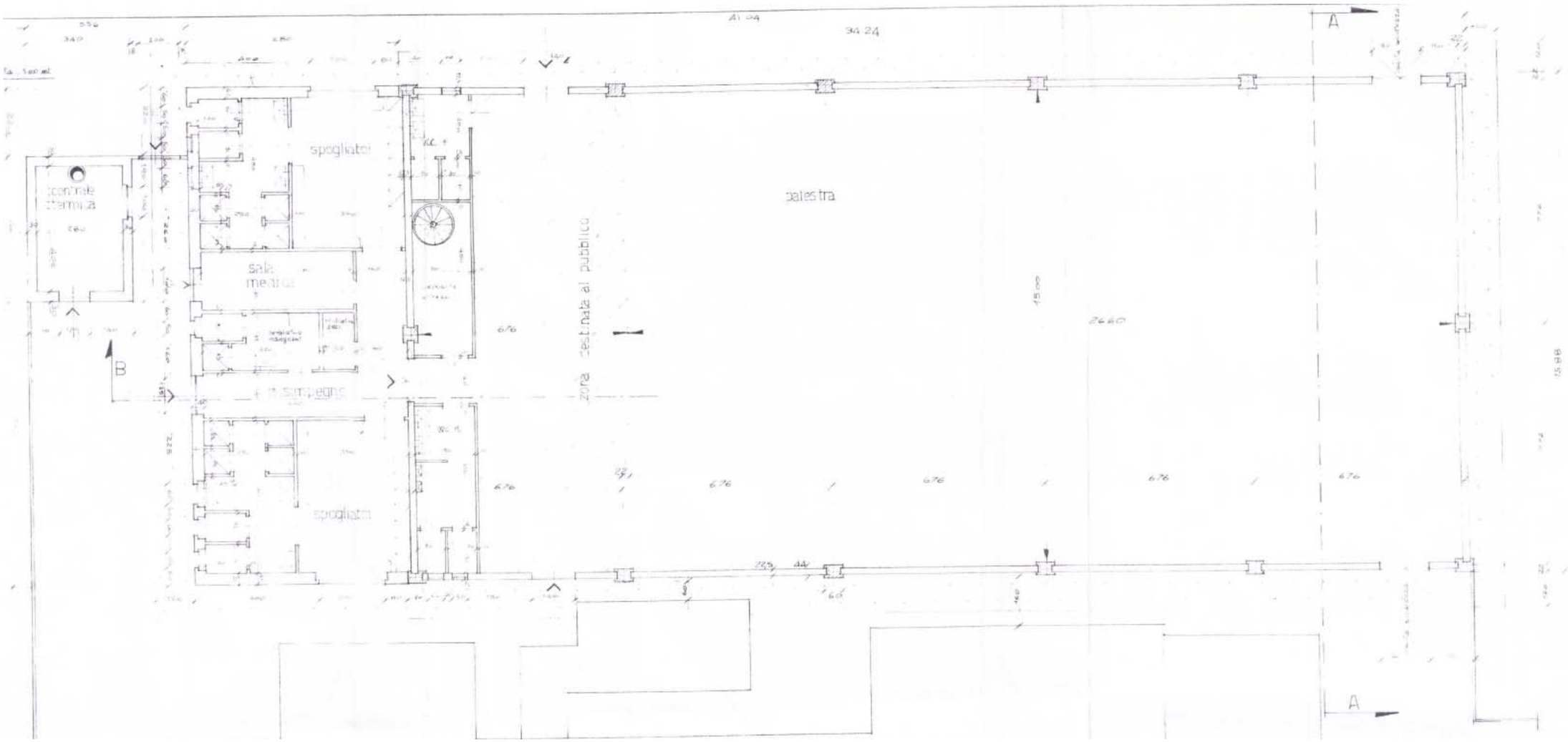


Figura 2 – Architettonico - Pianta

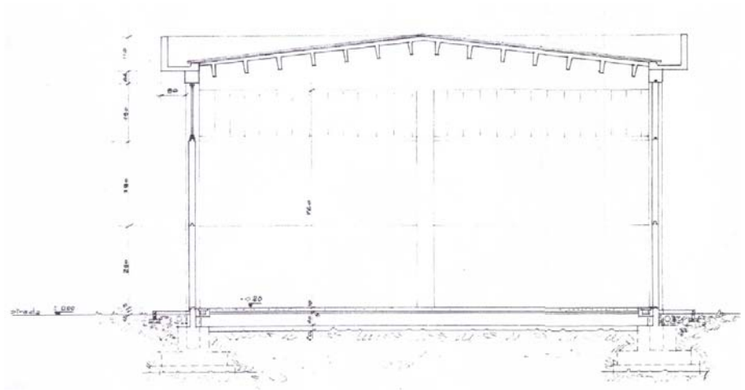


Figura 3 – Architettonico – Sezione trasversale della Palestra

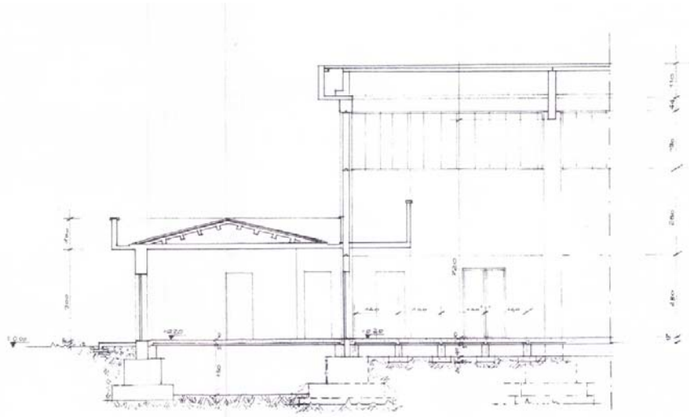


Figura 4 – Architettonico – Sezione longitudinale



Figura 5 – Architettonico – Prospetto Ovest



Figura 6 – Architettonico – Prospetto Est

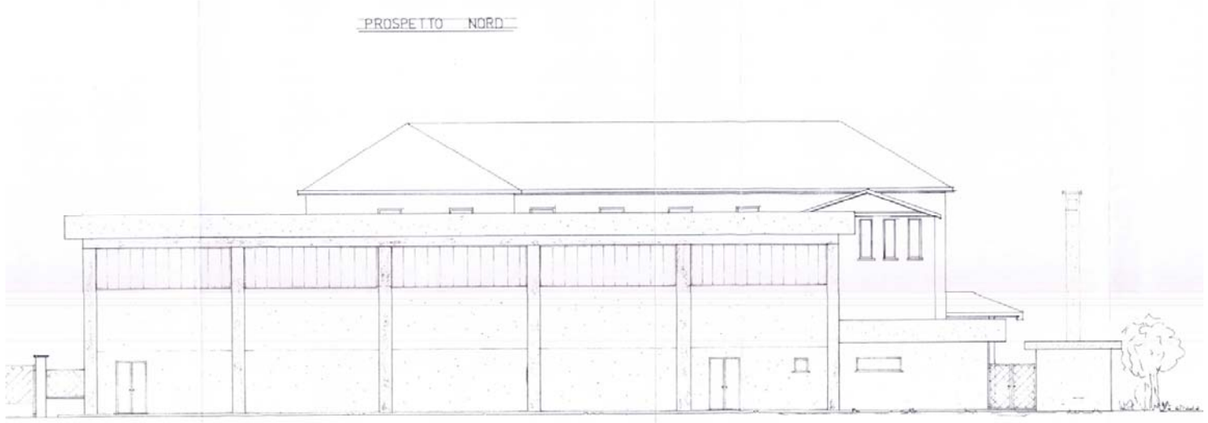
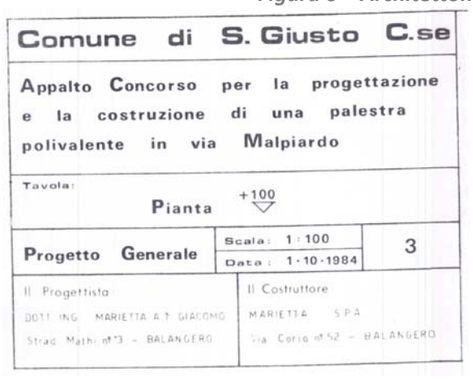


Figura 7 – Architettonico – Prospetto Nord



Comune di S. Giusto C.se

Appalto Concorso per la progettazione e la costruzione di una palestra polivalente in via Malpiardo

Tavola: Pianta +100

Progetto Generale	Scala: 1:100	3
	Data: 1-10-1984	

Il Progettista: DOTT. ING. MARIETTA A.T. GIACOMO, Strad. Mathi n°3 – BALANGERO

Il Costruttore: MARIETTA S.P.A., Via Corio n°52 – BALANGERO

4.1.2 Progetto strutture in c.a.p. – Ing. Cislaghi_Marzo-Aprile 1985

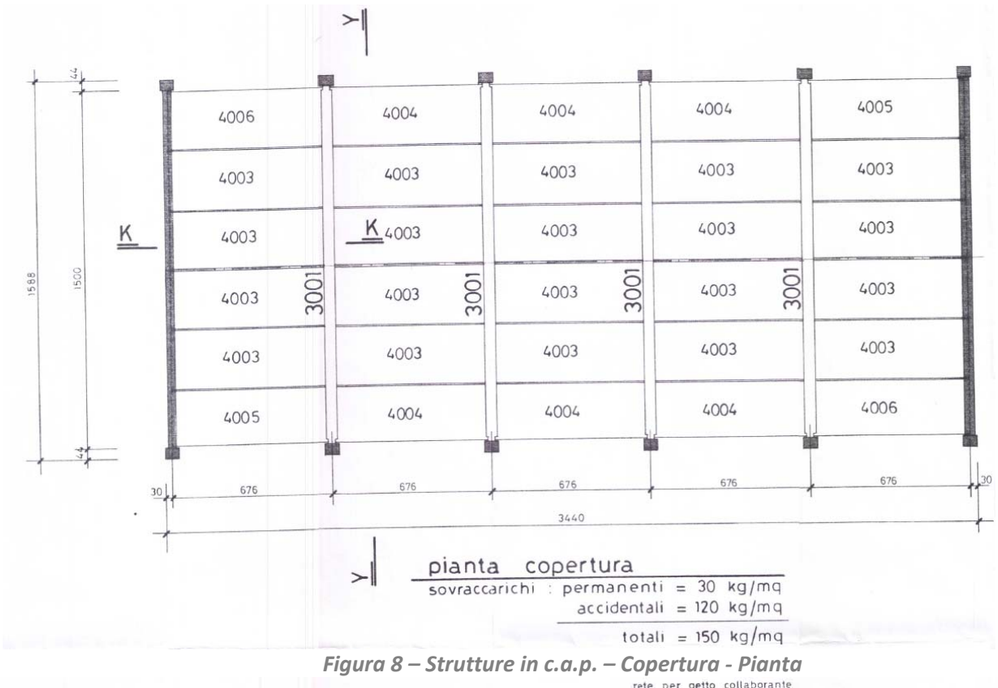


Figura 8 – Strutture in c.a.p. – Copertura - Pianta

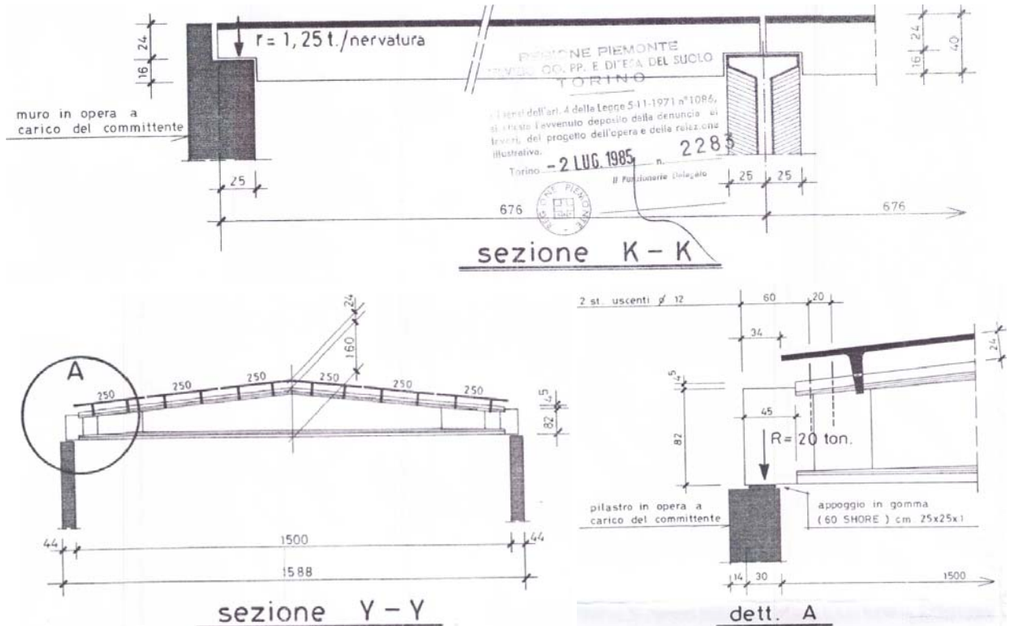


Figura 9 – Strutture in c.a.p. – Copertura – Sezioni e dettagli

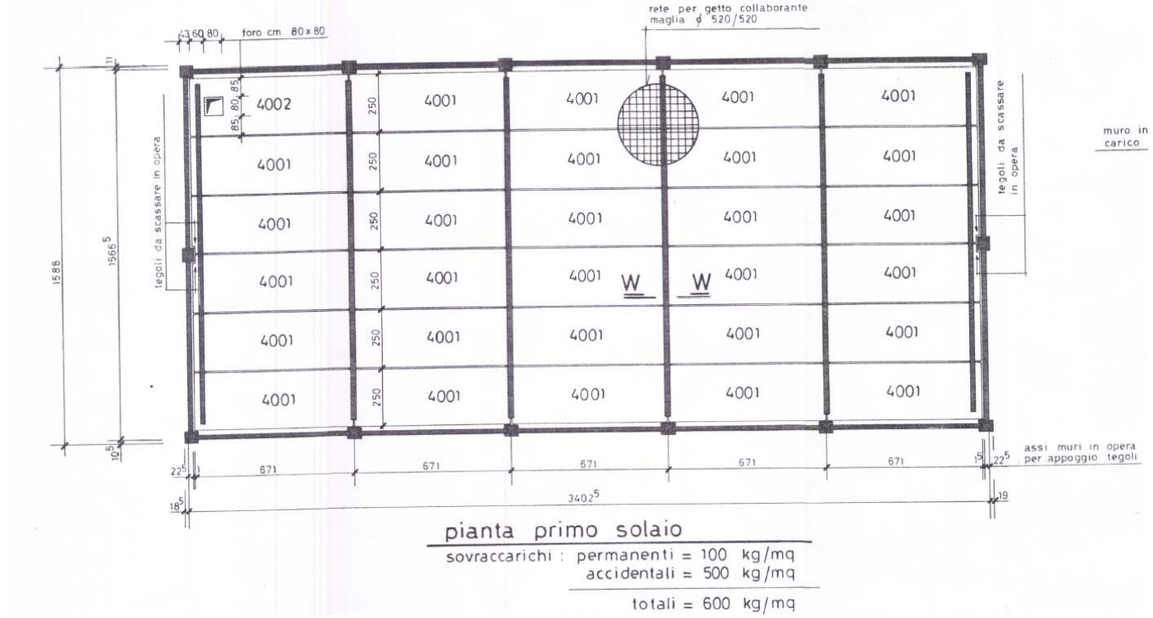


Figura 10 – Strutture in c.a.p. – Piano terra - Pianta

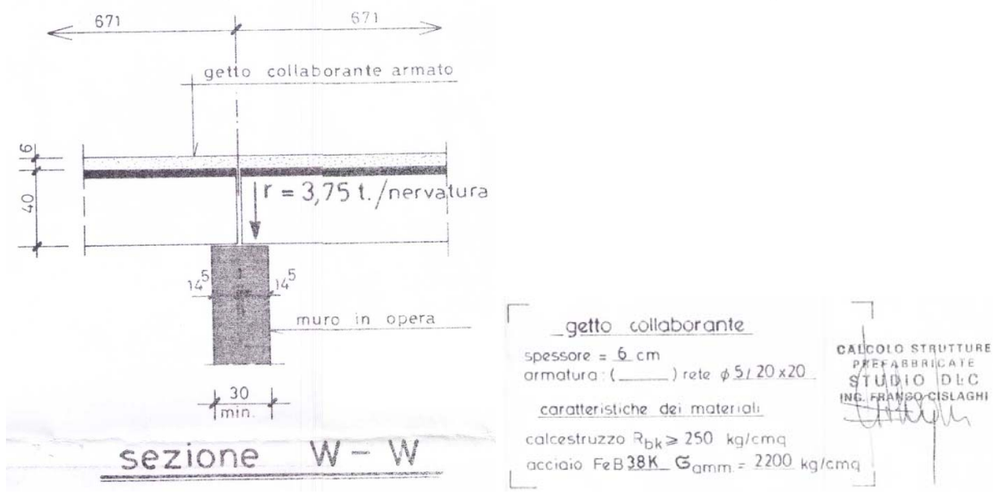


Figura 11 – Strutture in c.a.p. – Piano terra – Sezioni e dettagli

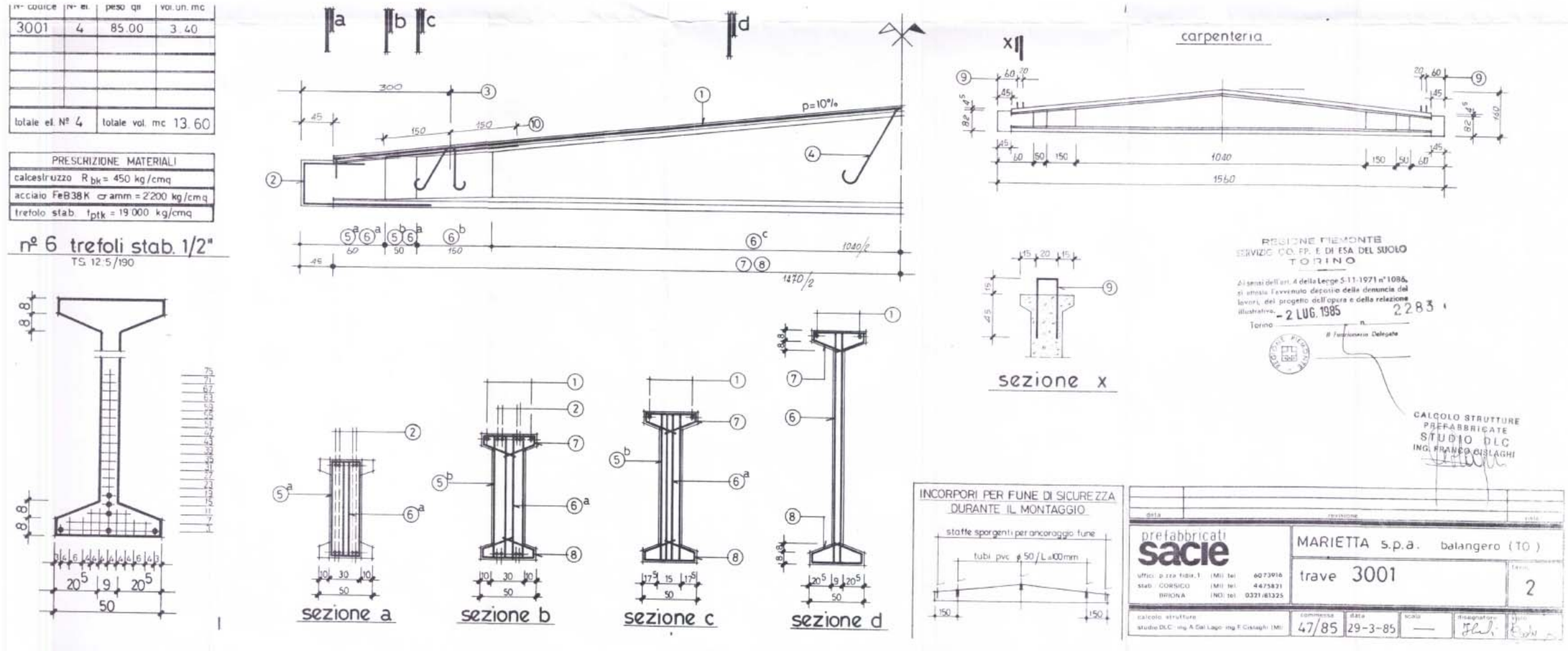
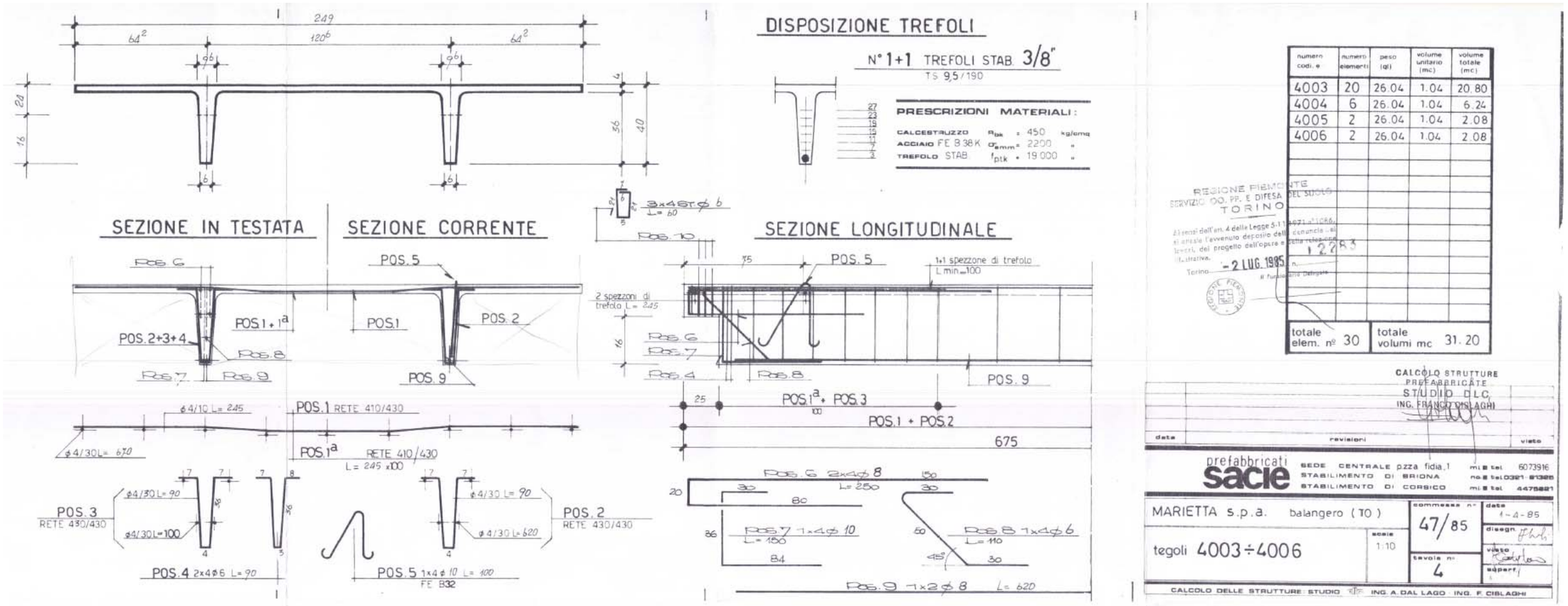


Figura 12 – Strutture in c.a.p. – Travi trasversali a doppia pendenza



numero codi. e	numero elementi	peso (q.li)	volume unitario (mc)	volume totale (mc)
4003	20	26.04	1.04	20.80
4004	6	26.04	1.04	6.24
4005	2	26.04	1.04	2.08
4006	2	26.04	1.04	2.08

Figura 13 – Strutture in c.a.p. – Tegoli Copertura

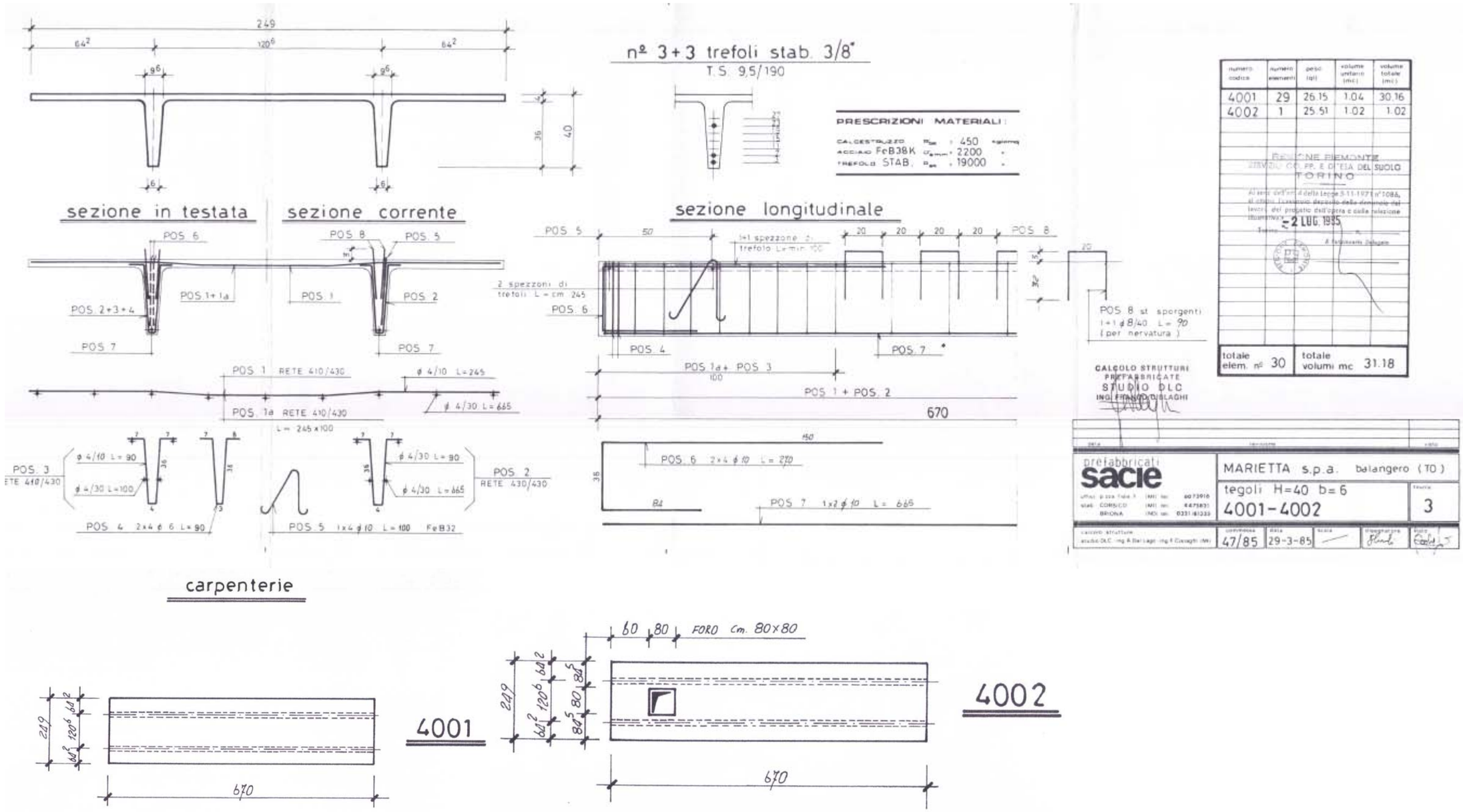


Figura 14 – Strutture in c.a.p. – Tegoli Piano terra

4.1.3 Progetto strutture in c.a. – Ing. Siniscalco-Giugno 1985

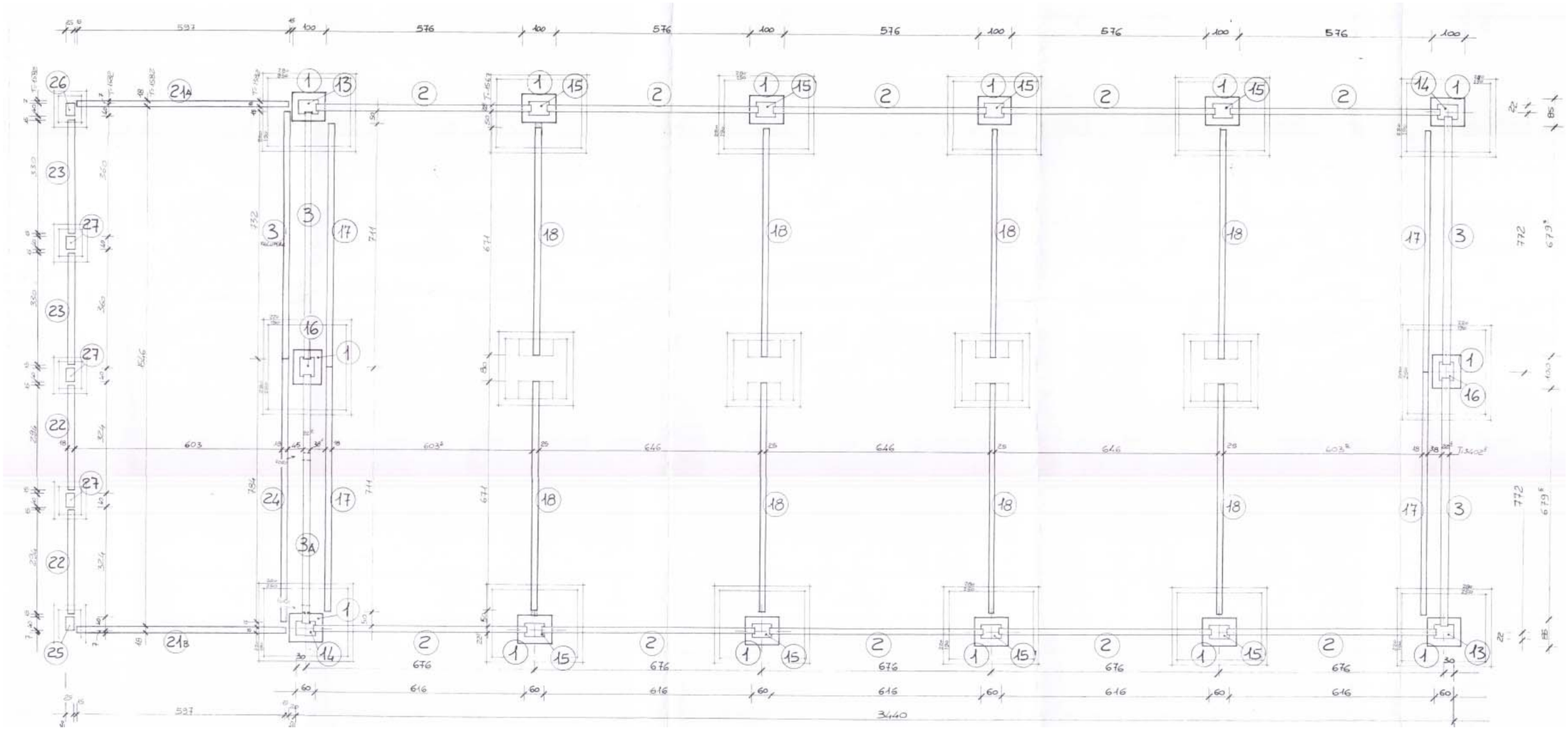


Figura 15 – Strutture in c.a. – Pianta fondazioni

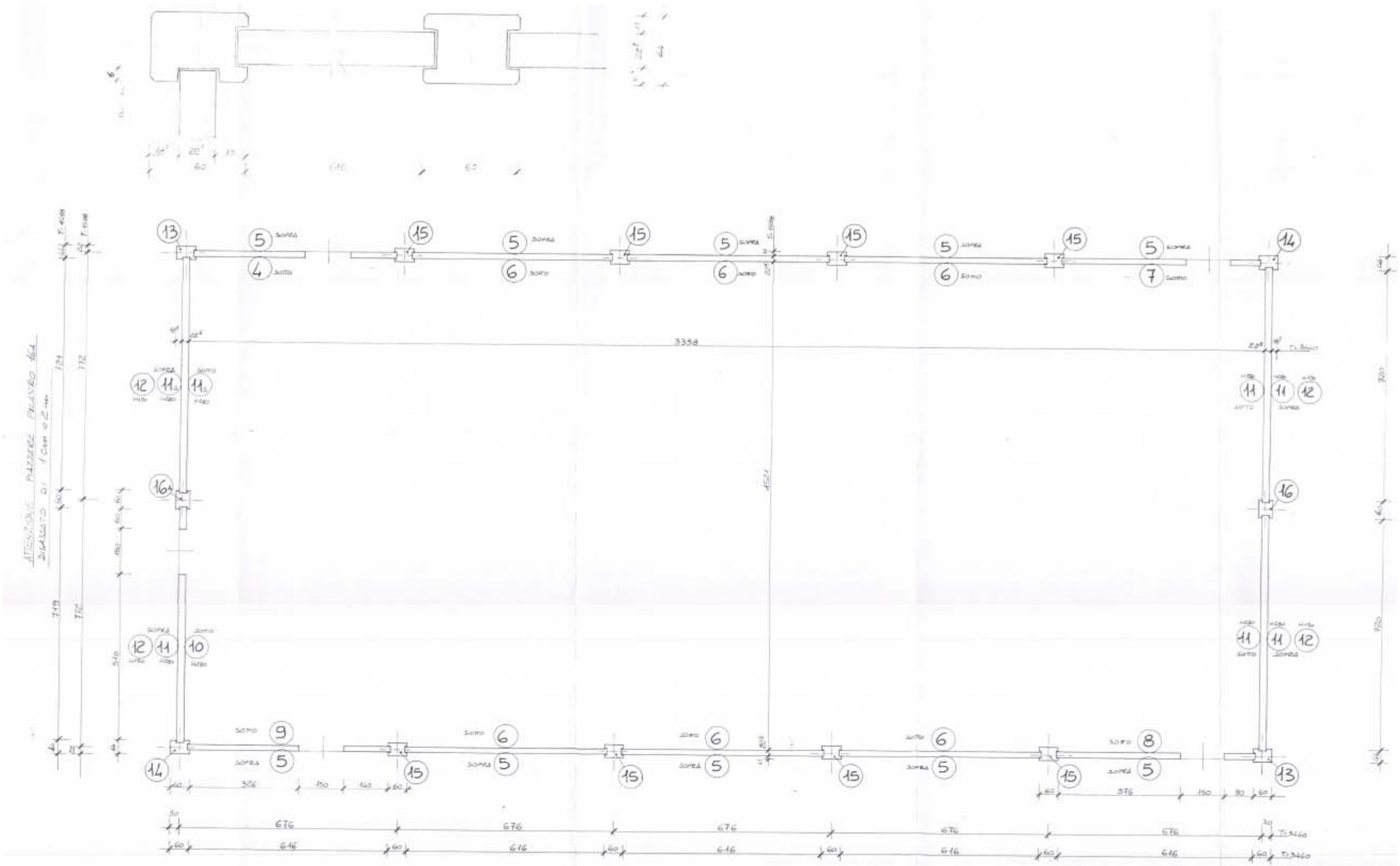


Figura 16 – Strutture in c.a. – Pianta tamponamenti perimetrali

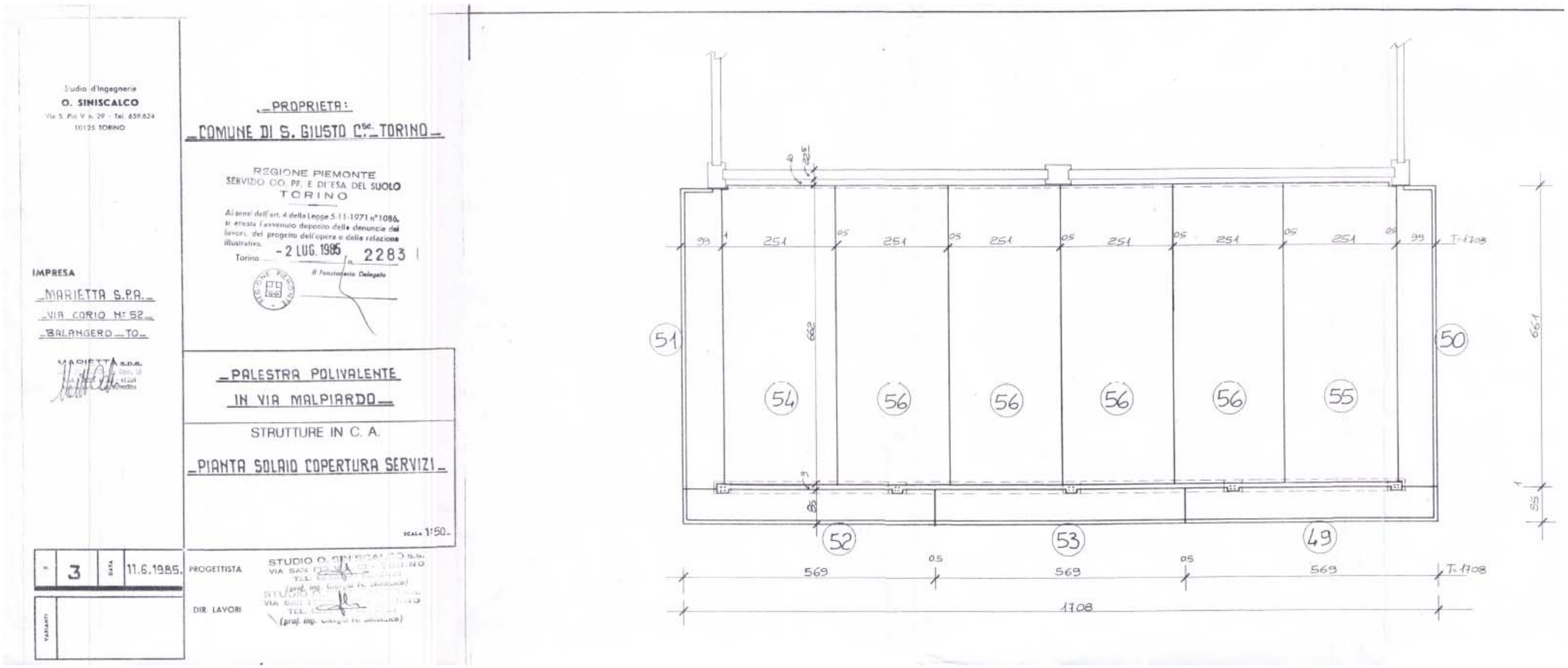


Figura 17 – Strutture in c.a. – Pianta solaio copertura servizi

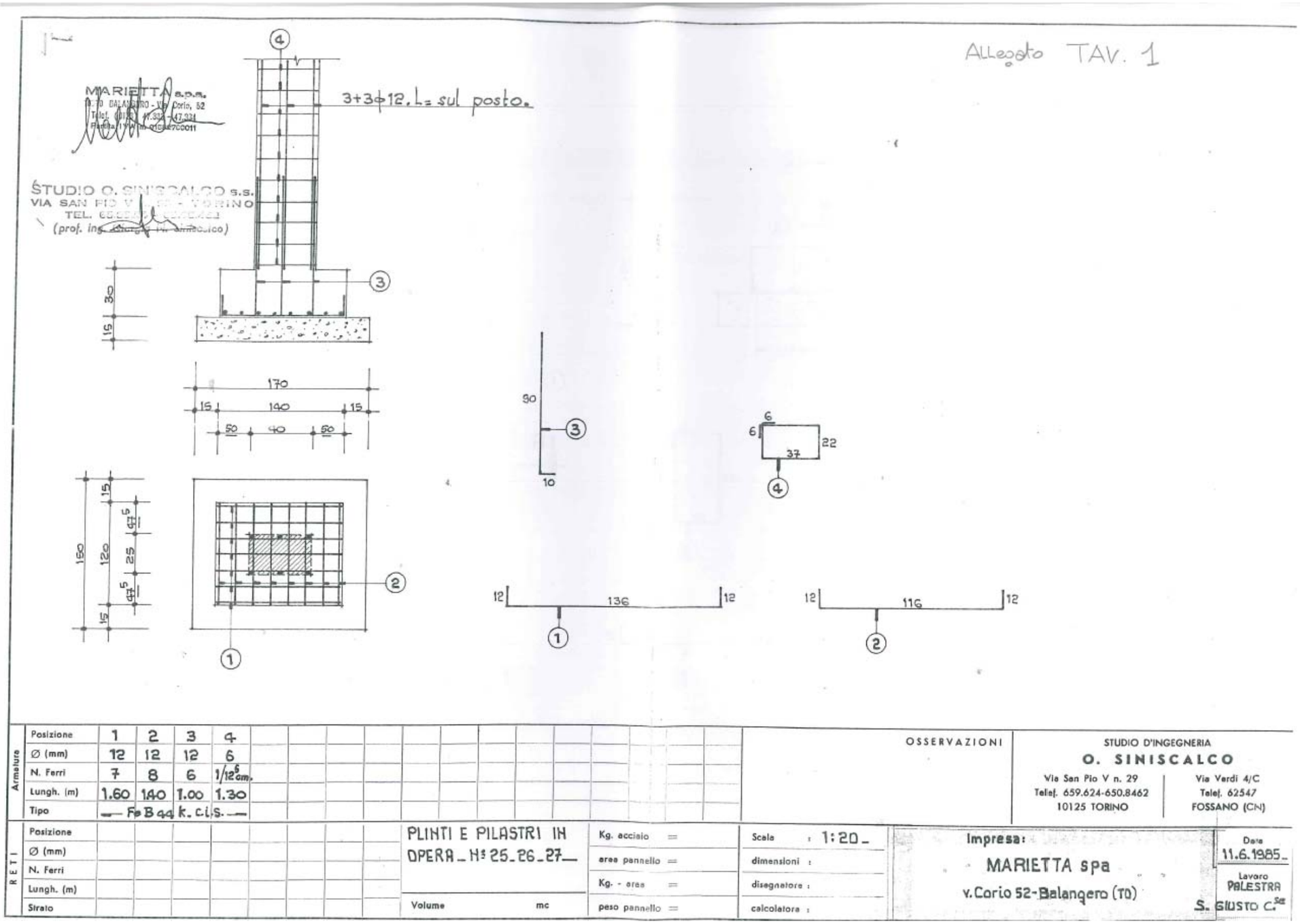


Figura 18 – Strutture in c.a. – Pilastri e plinti locali spogliatoi servizi

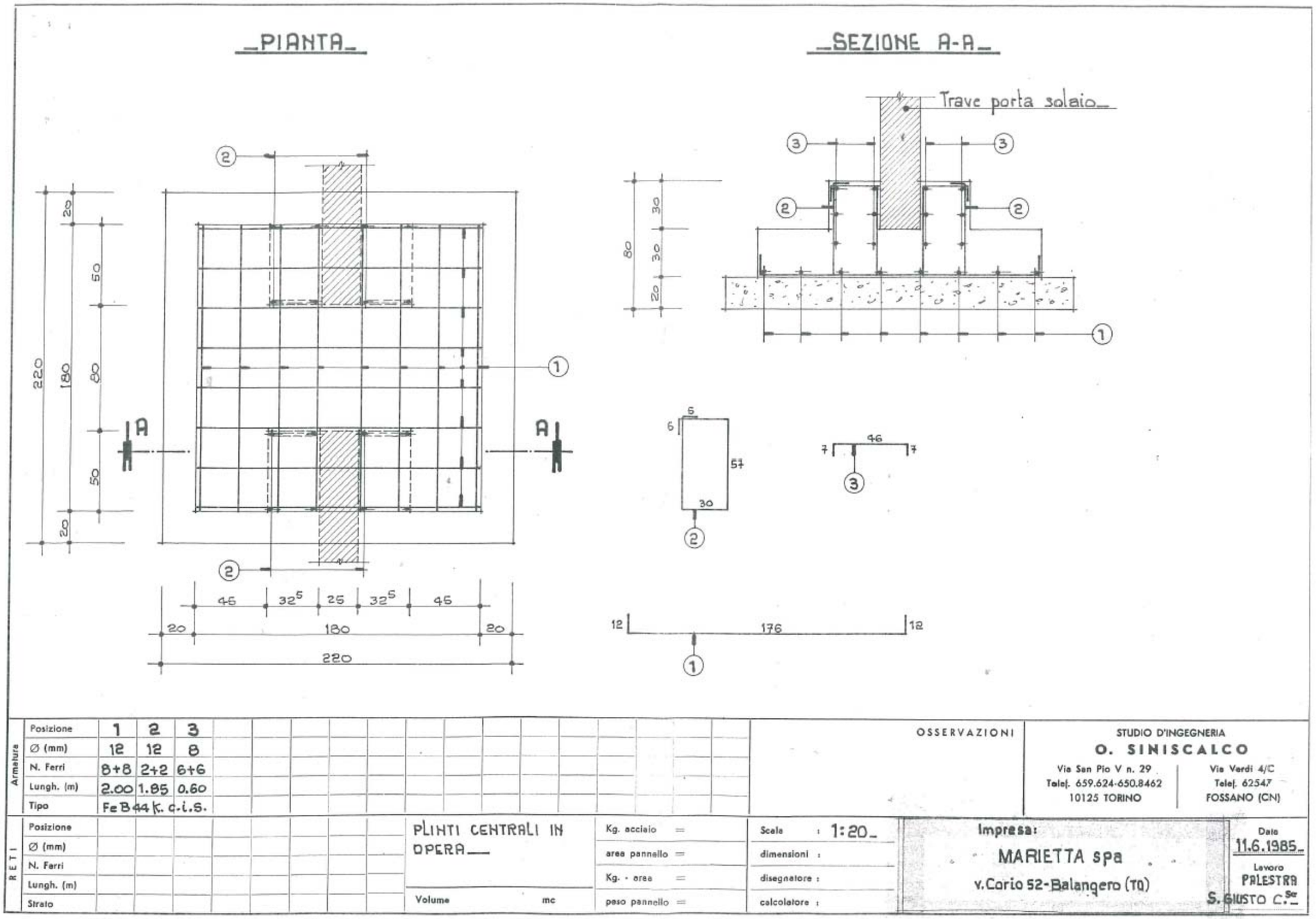


Figura 19 – Strutture in c.a. – Plinti centrali zona palestra

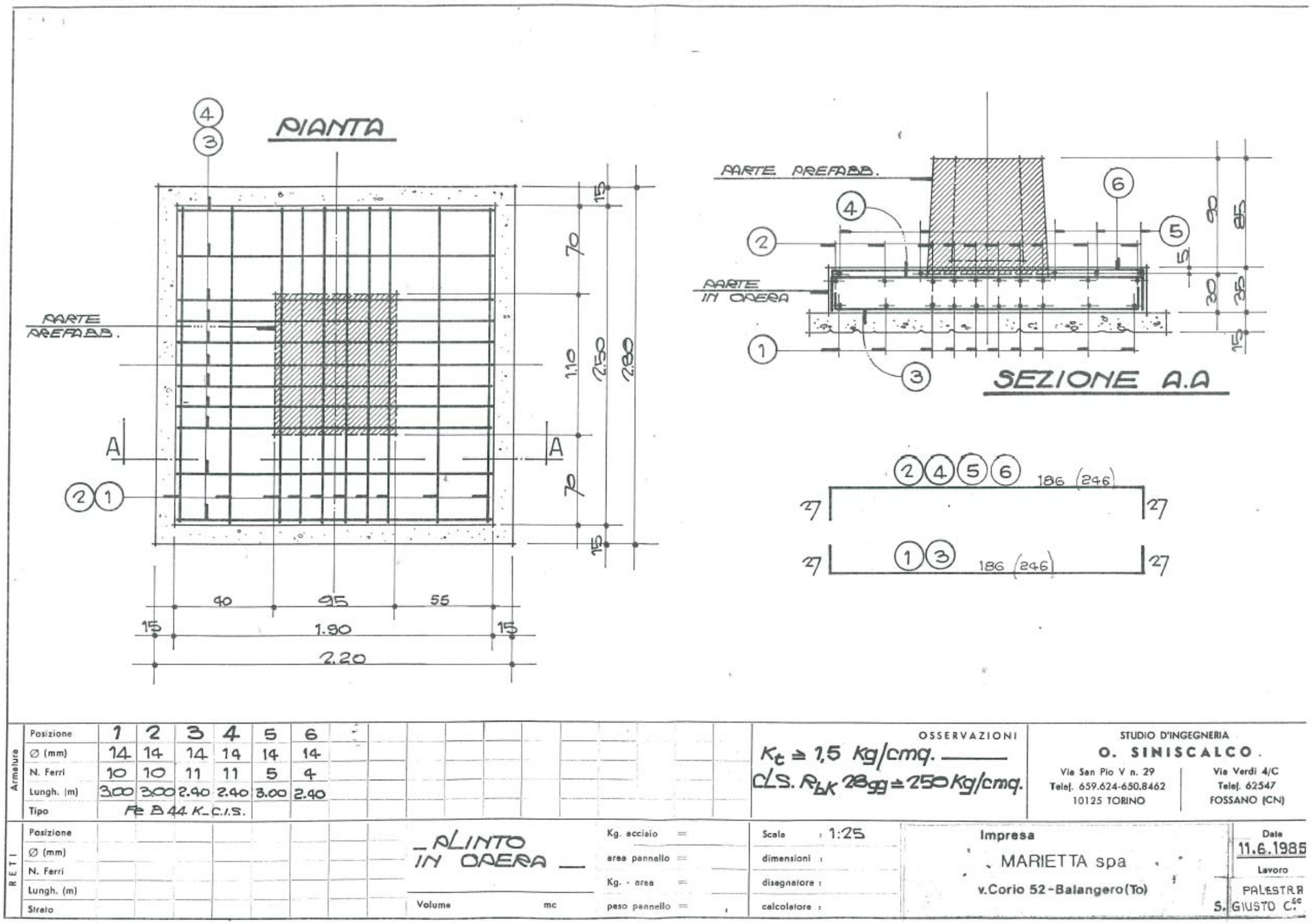


Figura 20 – Strutture in c.a. – Sottoplinto in opera per la zona Palestra

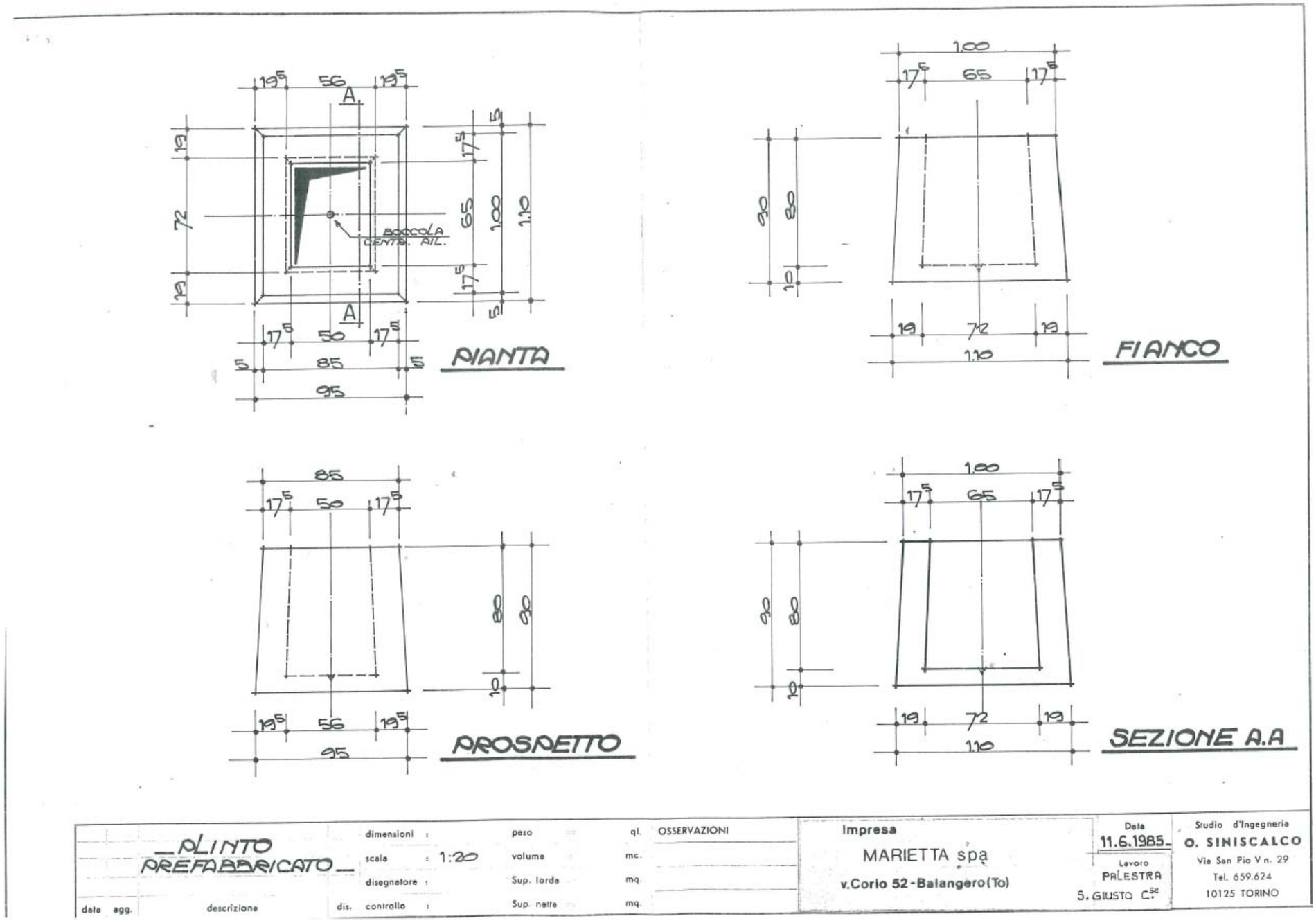


Figura 21 – Strutture in c.a. – Plinto prefabbricato a bicchiere zona palestra

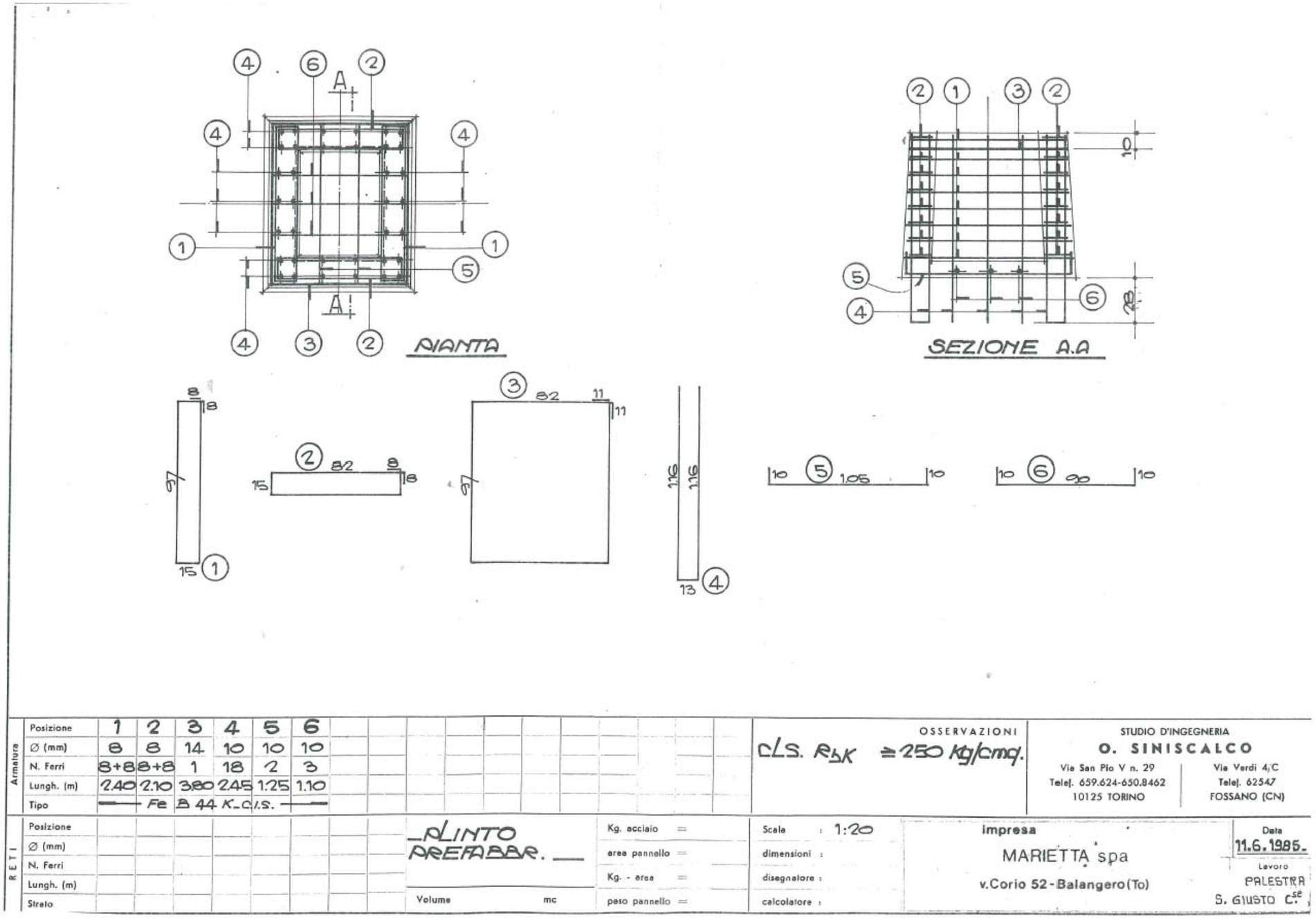


Figura 22 – Strutture in c.a. – Plinto prefabbricato a bicchiere zona palestra

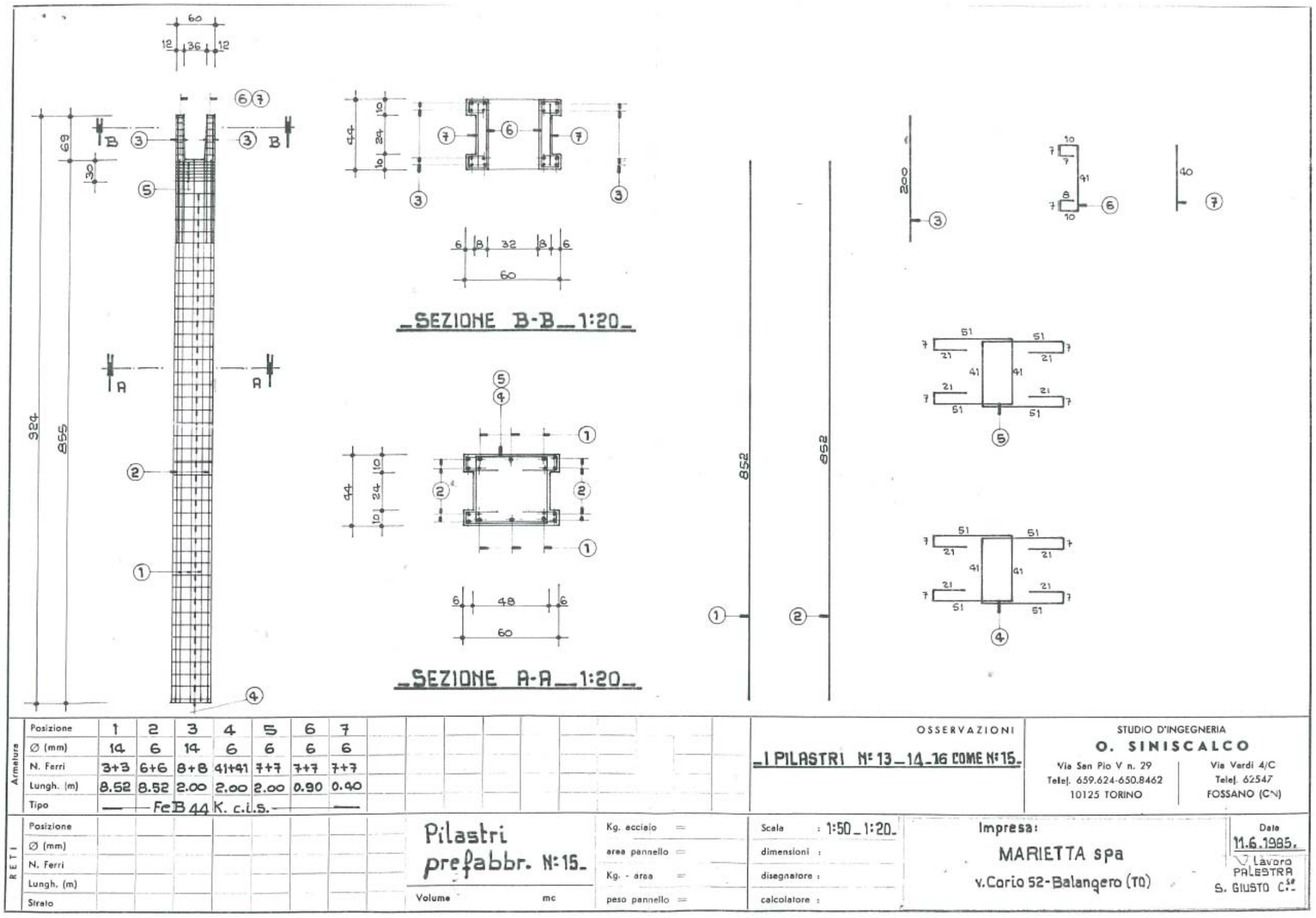


Figura 23 – Strutture in c.a. – Armatura pilastri palestra

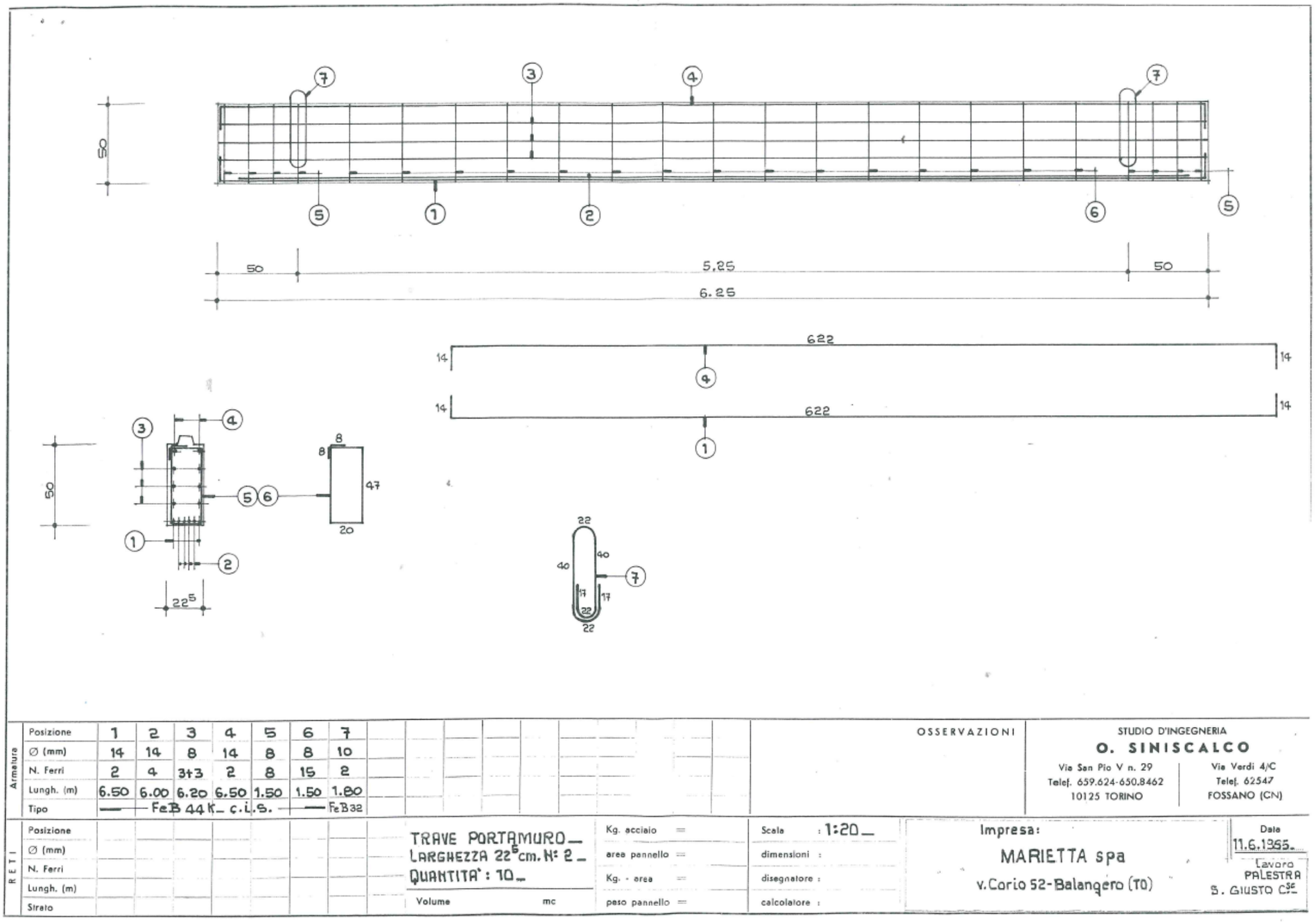
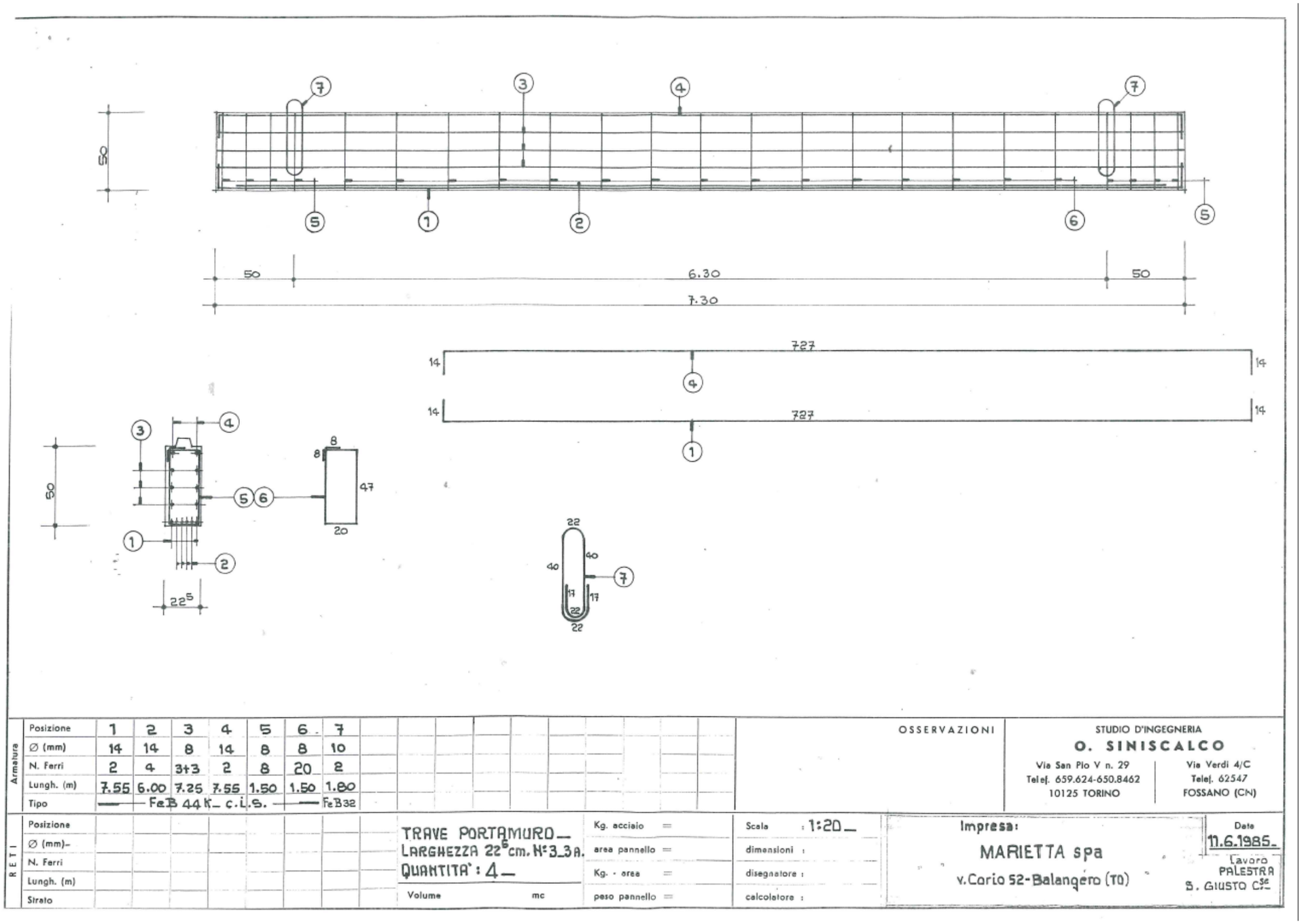


Figura 24 – Strutture in c.a. – Travi portamuro



Armatura								
Posizione	1	2	3	4	5	6	7	
Ø (mm)	14	14	8	14	8	8	10	
N. Ferri	2	4	3+3	2	8	20	2	
Lungh. (m)	7.55	6.00	7.25	7.55	1.50	1.50	1.80	
Tipo	FeB 44 K c.l.s.						FeB32	

RETI								
Posizione								
Ø (mm)								
N. Ferri								
Lungh. (m)								
Strato								

TRAVE PORTAMURO
LARGHEZZA 225 cm. N°3_3 A.
QUANTITA': 4
Volume mc

Kg. acciaio =
area pannello =
Kg. - area =
peso pannello =

Scala : 1:20
dimensioni :
disegnatore :
calcolatore :

OSSERVAZIONI

STUDIO D'INGEGNERIA
O. SINISCALCO
Via San Pio V n. 29
Telef. 659.624-650.8462
10125 TORINO
Via Verdi 4/C
Telef. 62547
FOSSANO (CN)

Impresa:
MARIETTA spa
v. Corio 52-Balangero (TO)

Data 11.6.1985.
Lavoro PALESTRA S. GIUSTO C.se

Figura 25 – Strutture in c.a. – Travi portamuro

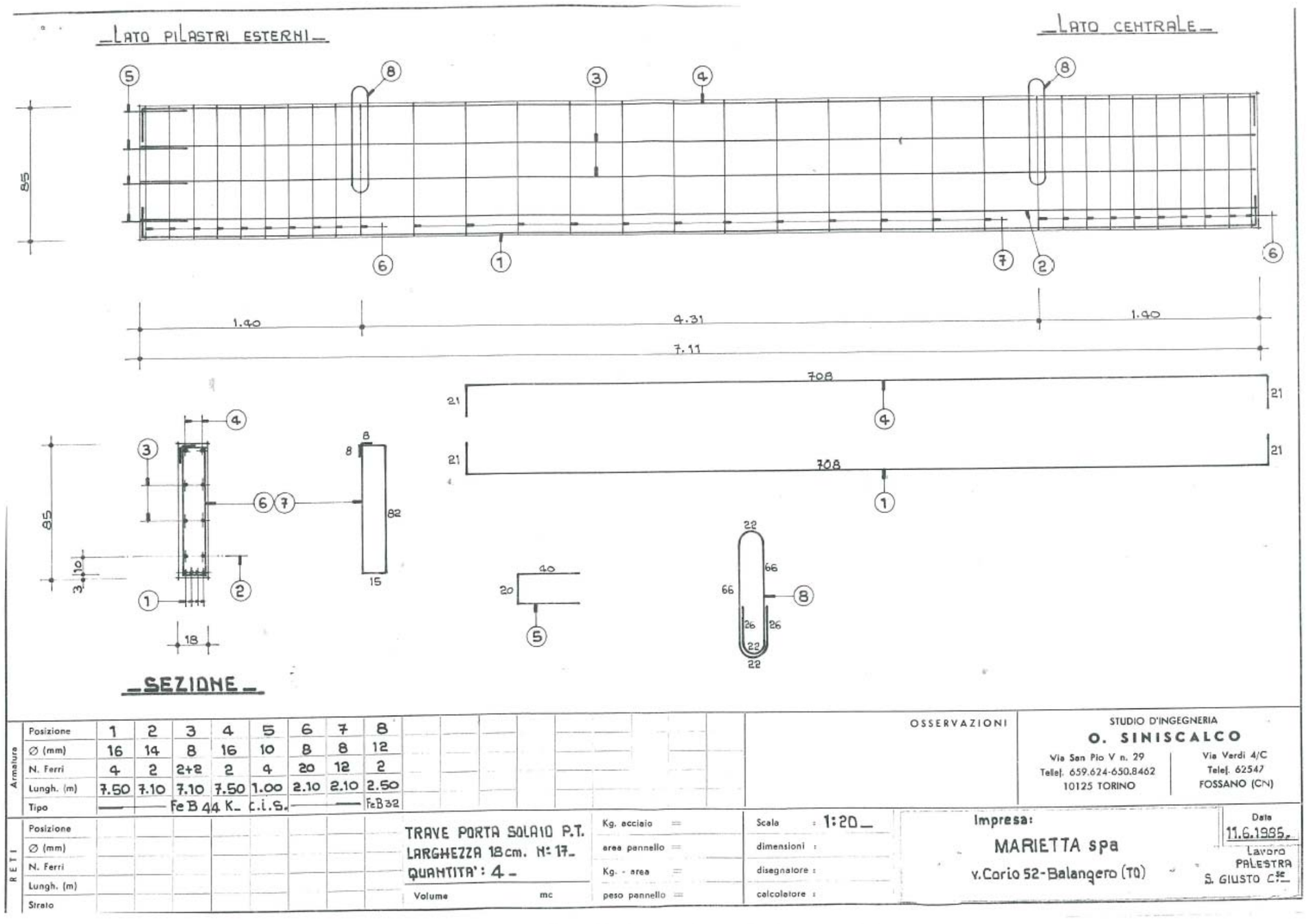


Figura 26 – Strutture in c.a. – Travi porta tegoli piano terra

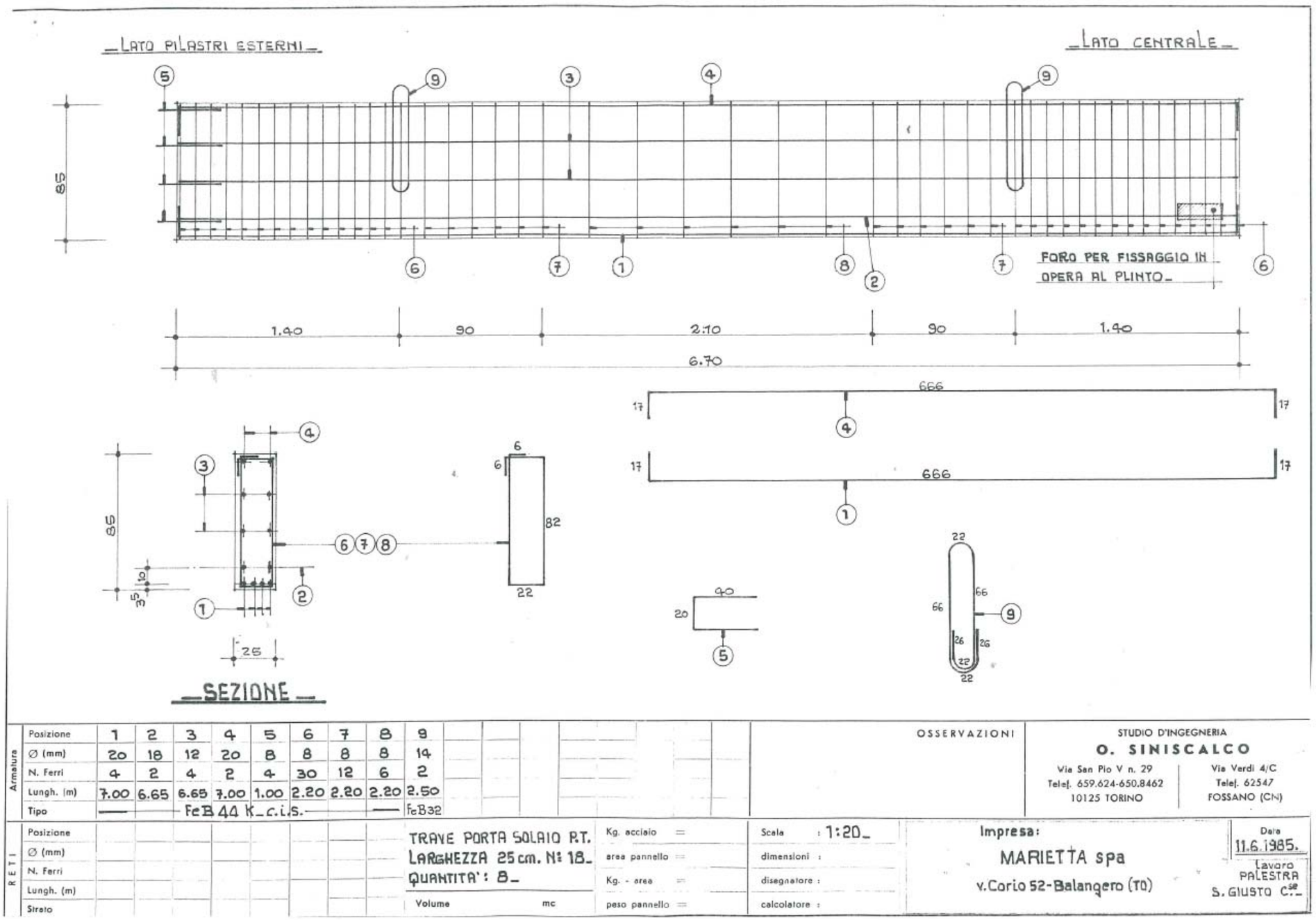
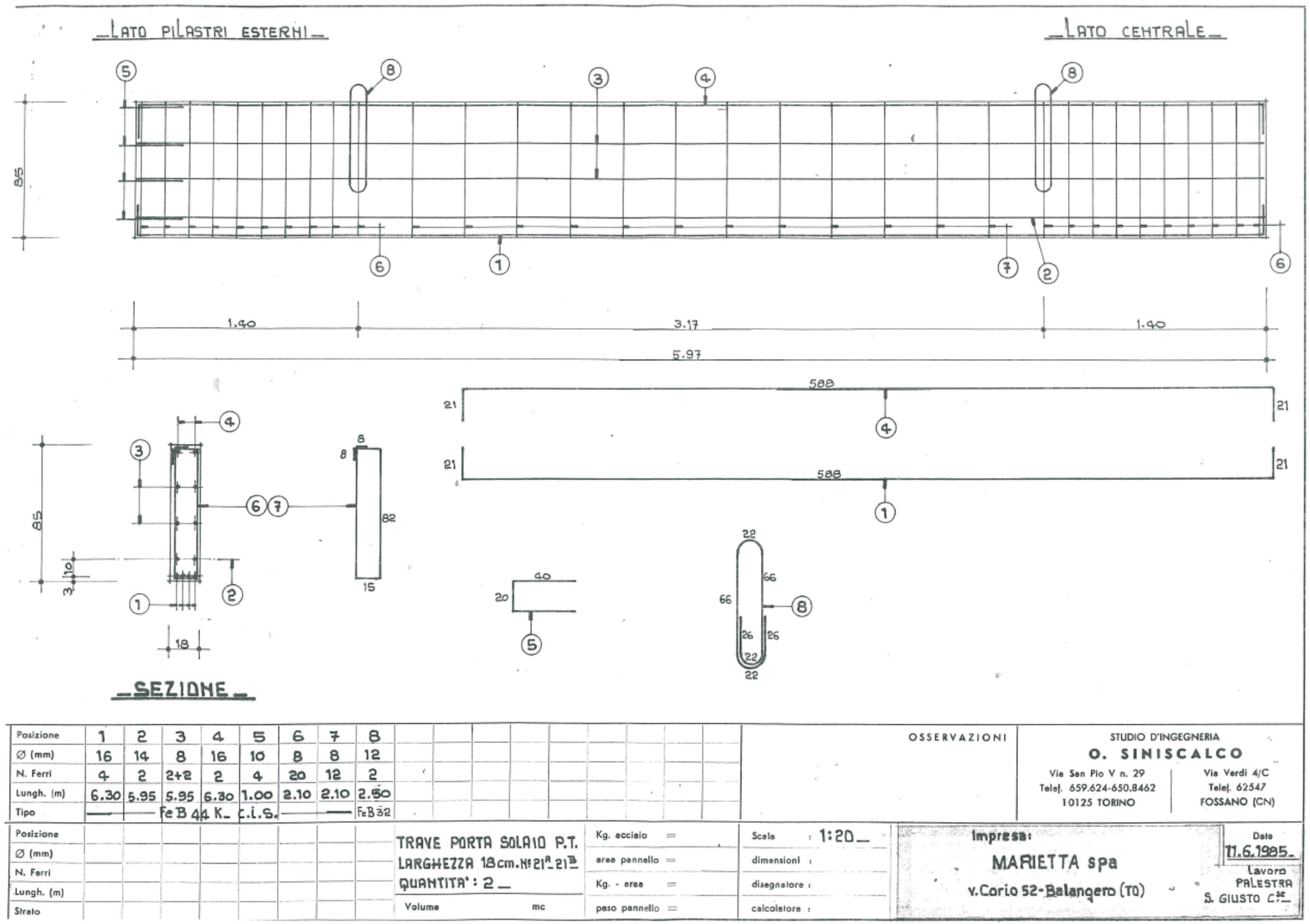


Figura 27 – Strutture in c.a. – Travi porta tegoli piano terra



Posizione	1	2	3	4	5	6	7	8
Ø (mm)	16	14	8	16	10	8	8	12
N. Ferri	4	2	2+2	2	4	20	12	2
Lungh. (m)	6.30	5.95	5.95	6.30	1.00	2.10	2.10	2.50
Tipo	—	—	Fe B 44 K c.i.s.			—	—	Fe B 32

OSSERVAZIONI

STUDIO D'INGEGNERIA
O. SINISCALCO
Via San Pio V n. 29 — Telef. 659.624-650.8462 — 10125 TORINO
Via Verdi 4/C — Telef. 62547 — FOSSANO (CN)

Posizione	
Ø (mm)	
N. Ferri	
Lungh. (m)	
Strato	

TRAVE PORTA SOLAIO P.T.
LARGHEZZA 18 cm. Nº 21A-21B
QUANTITA': 2

Volume mc

Kg. acciaio =
area pannello =
Kg. - area =
peso pannello =

Scala : 1:20
dimensioni :
disegnatore :
calcolatore :

Impresa:
MARIETTA spa
v. Corio 52 - Balangero (TO)

Data 11.6.1985
Lavoro PALESTRA S. GIUSTO C.se

Figura 28 – Strutture in c.a. – Travi porta tegoli piano terra

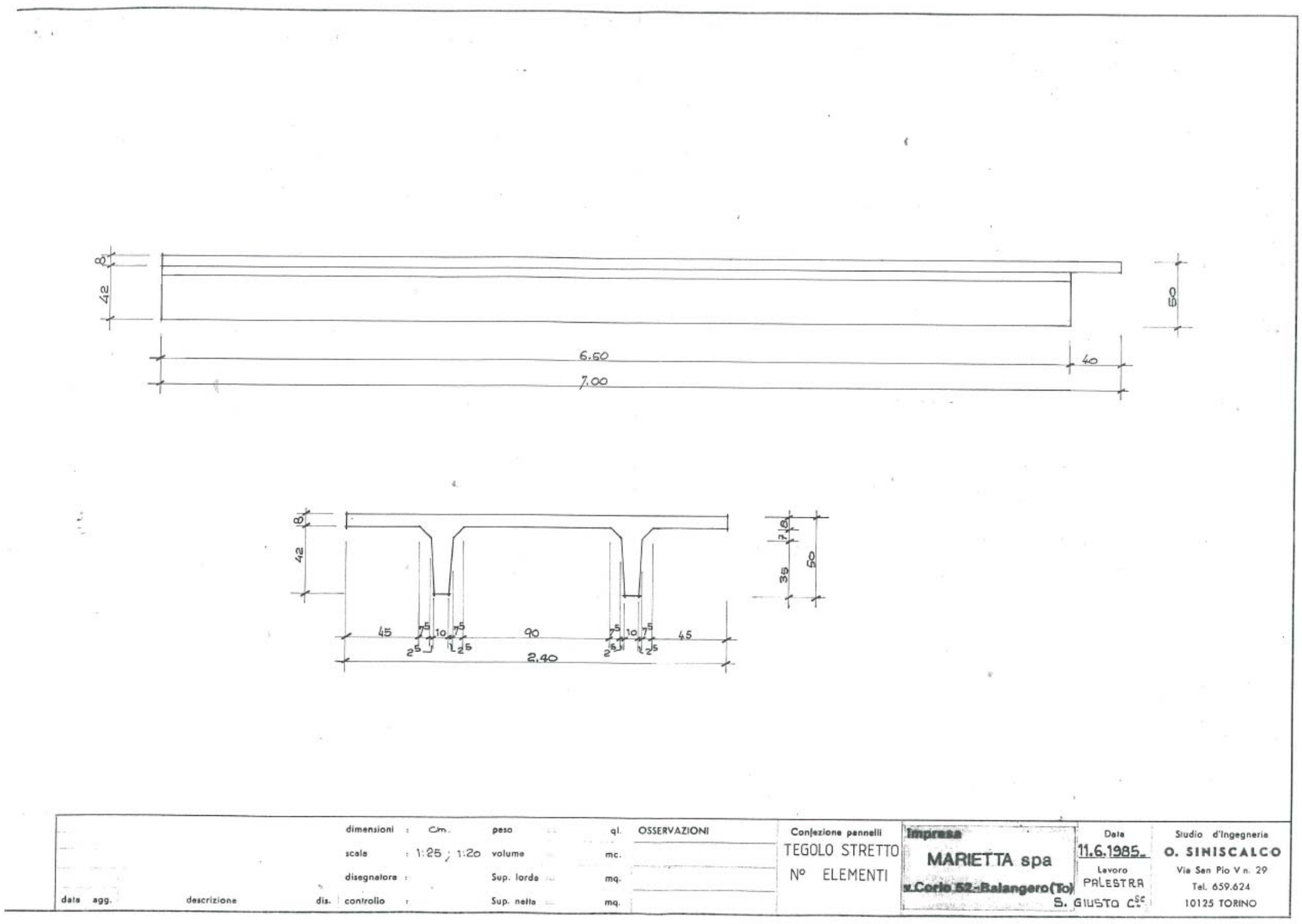


Figura 29 – Strutture in c.a. – Tegolo stretto

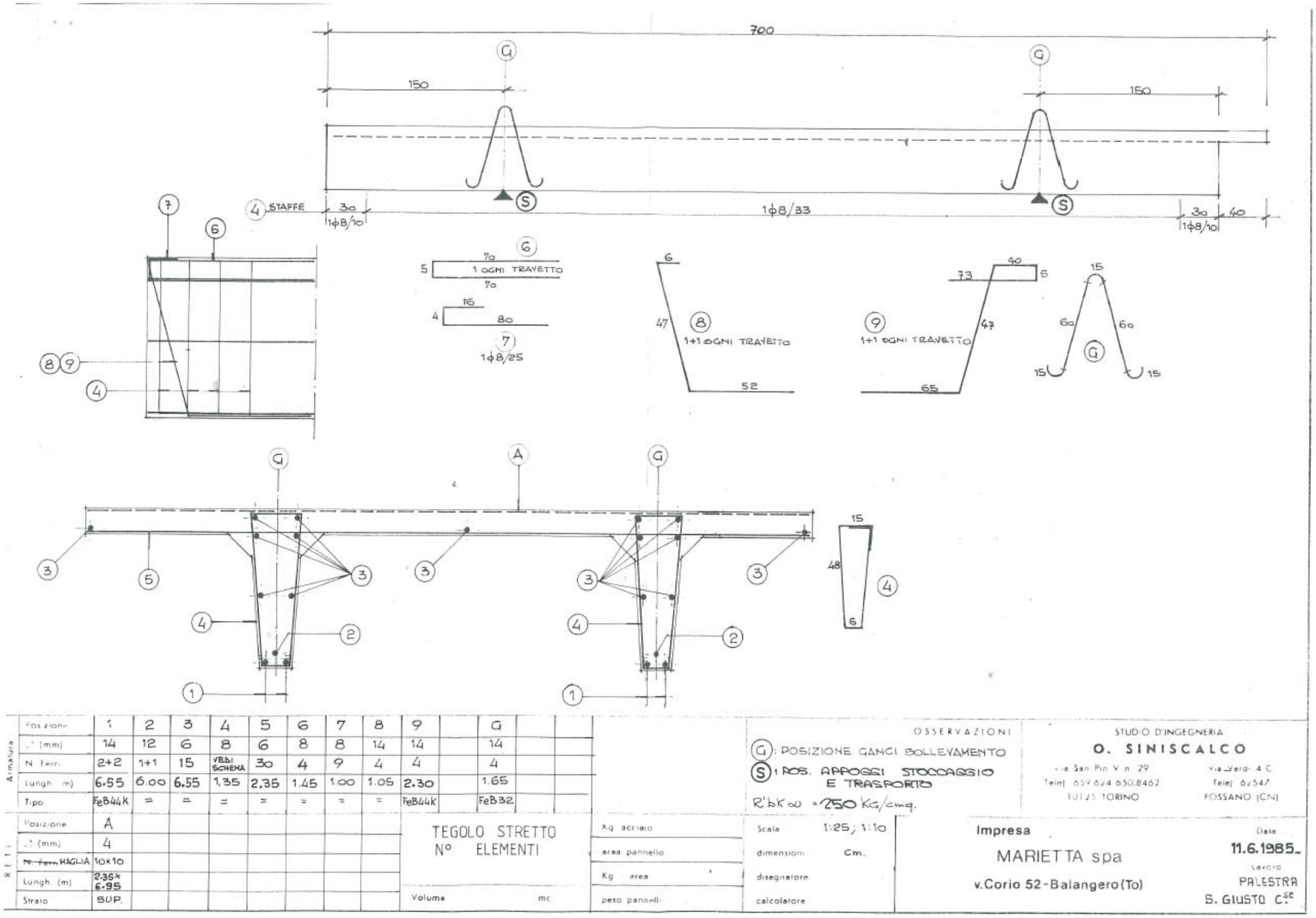


Figura 30 – Strutture in c.a. – Tegolo stretto

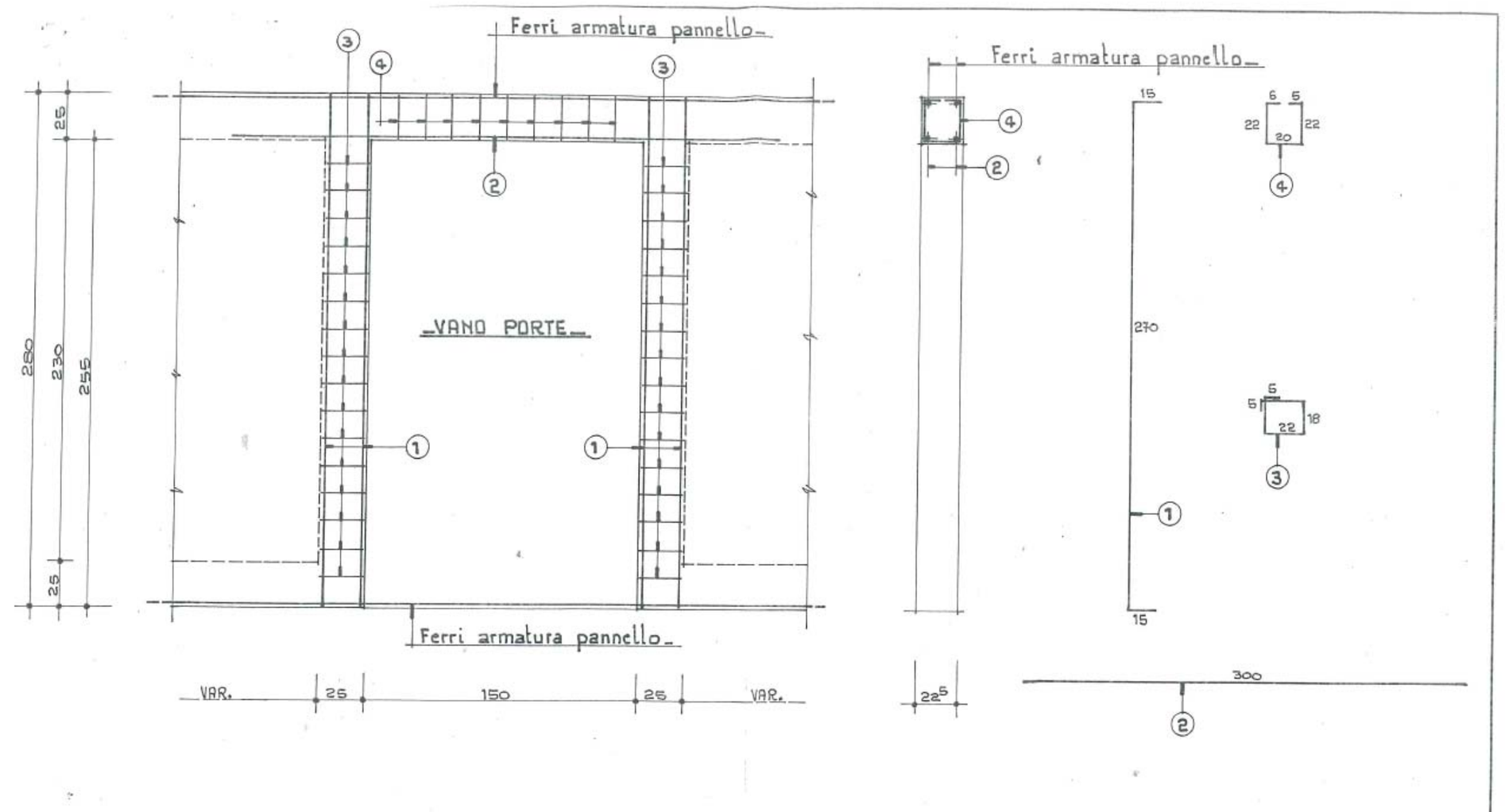


Figura 31 – Strutture in c.a. – Armatura pannelli nell'intorno delle aperture

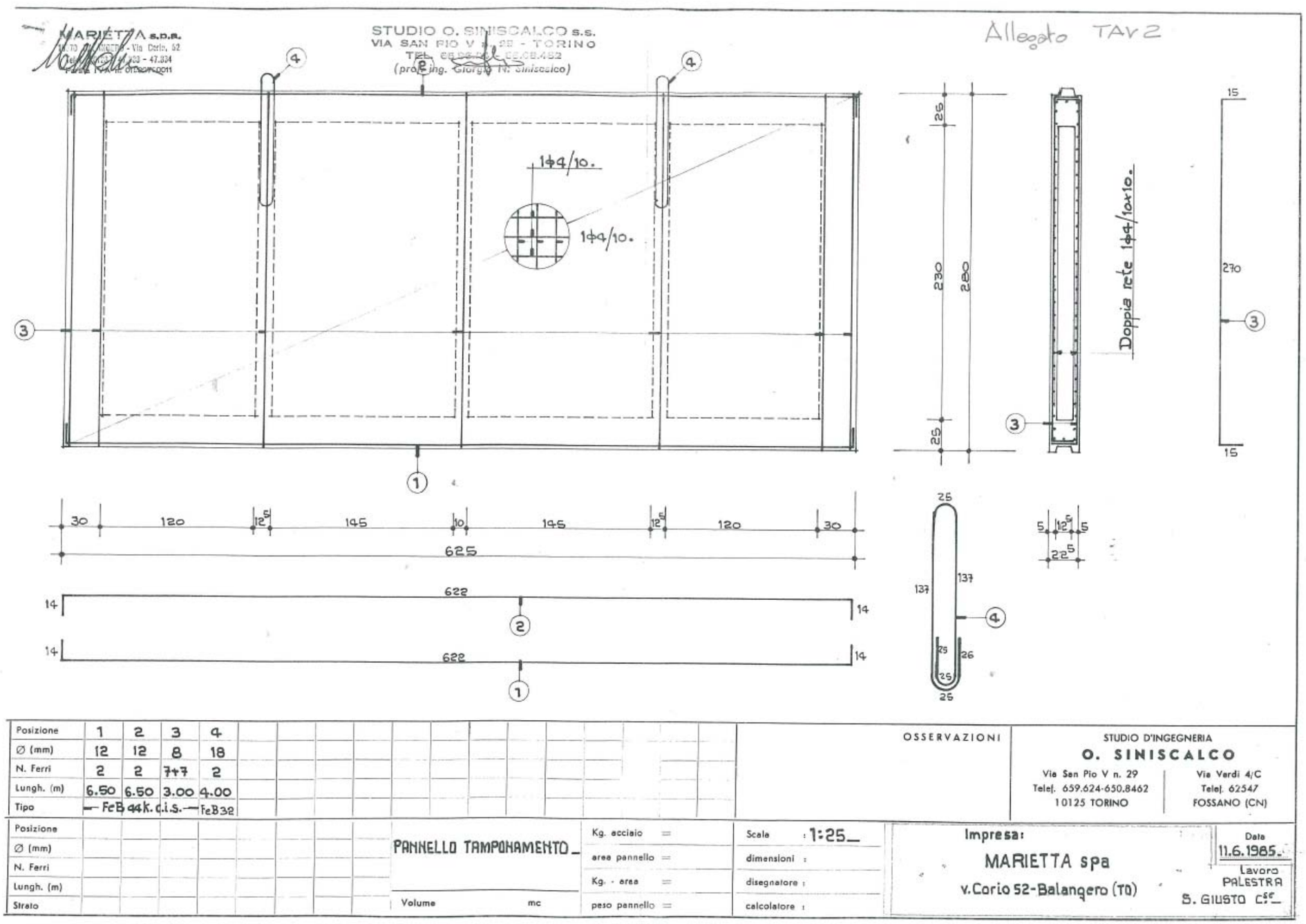


Figura 32 – Strutture in c.a. – Pannelli di tamponamento

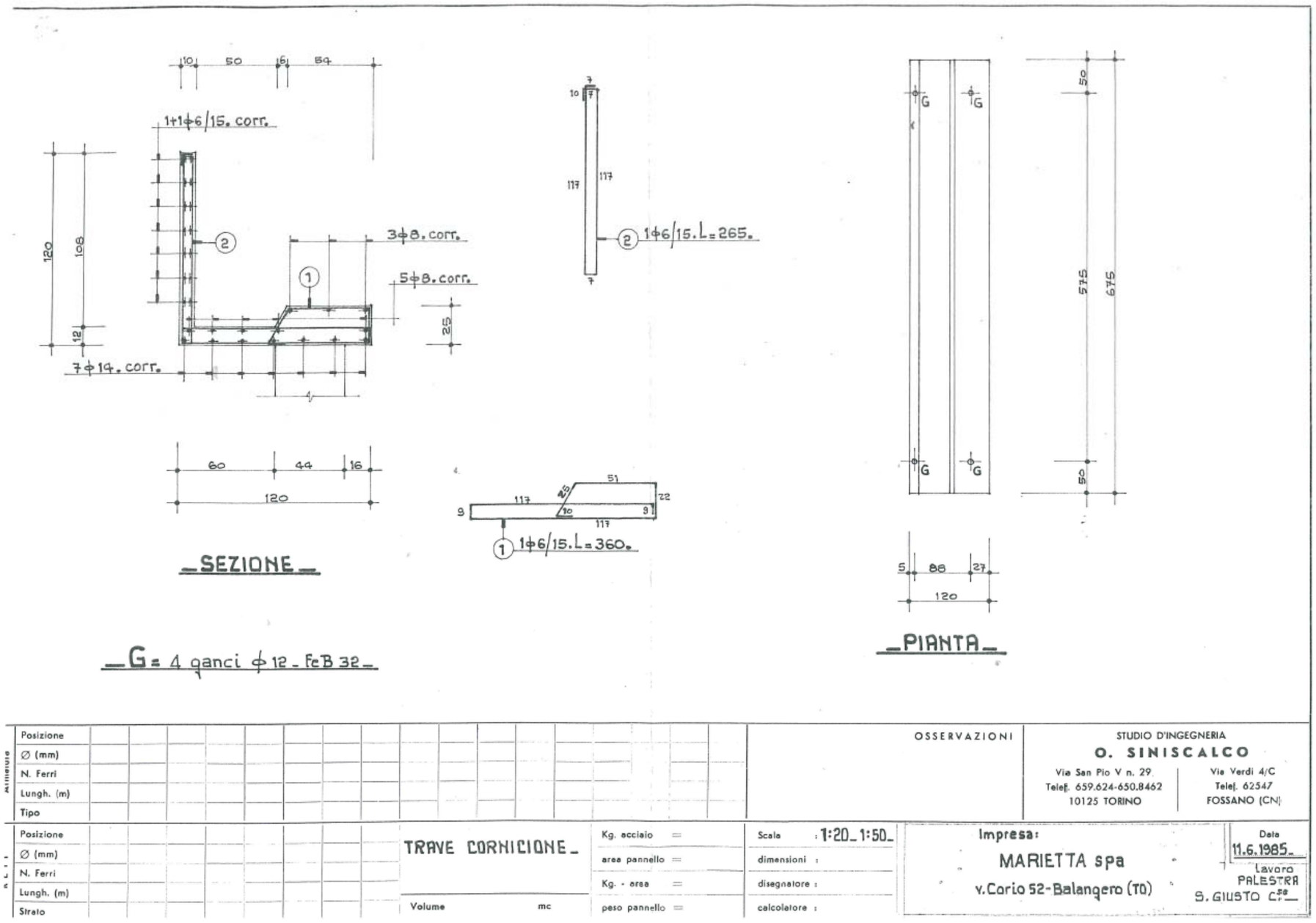
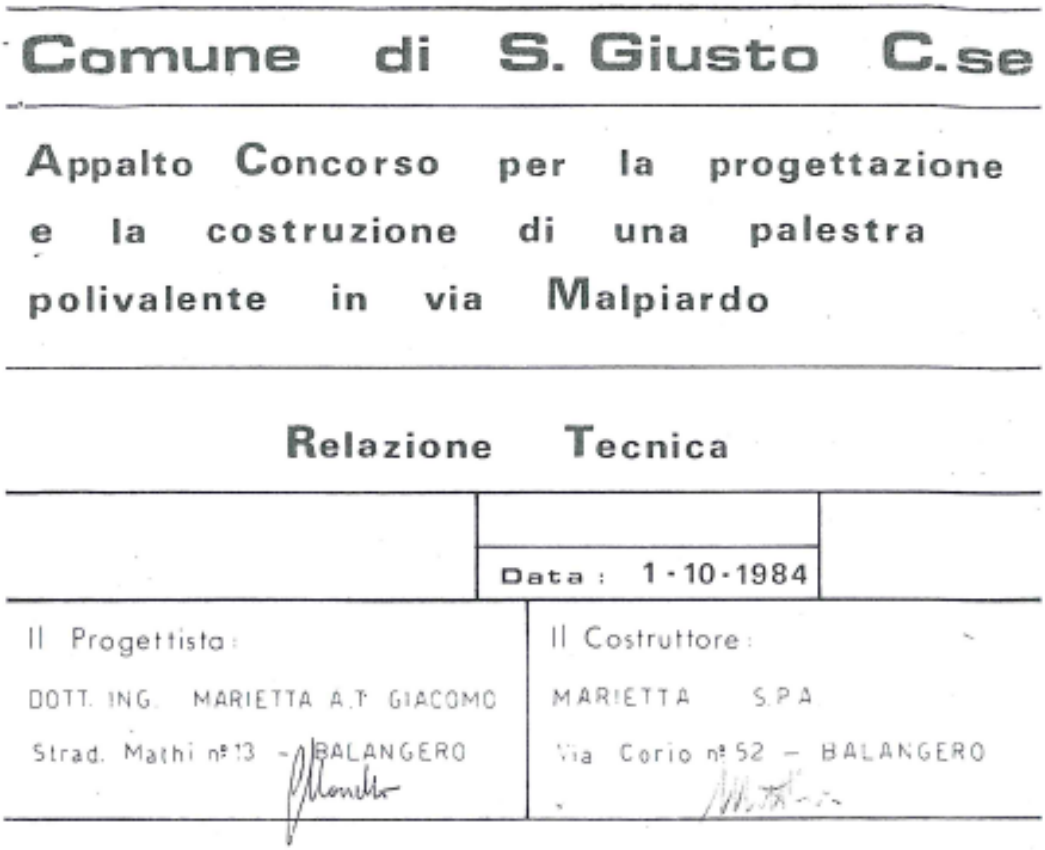


Figura 33 – Strutture in c.a. – Trave cornicione

4.1.4 Relazioni descrittive e di calcolo

Si riportano, a titolo dimostrativo e non esaustivo, i soli frontalini delle relazioni descrittive e di calcolo relative ai progetti sopra riportati, le quali sono state visionate ed utilizzate come utile base nelle scelte di modellazione effettuate nella redazione del presente progetto.



Comune di S. Giusto C.se

Appalto Concorso per la progettazione e la costruzione di una palestra polivalente in via Malpiardo

Relazione Tecnica

Data : 1-10-1984

Il Progettista:
DOTT. ING. MARIETTA A.T. GIACOMO
Strad. Mathi nº13 - BALANGERO

Il Costruttore:
MARIETTA S.P.A.
Via Corio nº52 - BALANGERO

Figura 34 – Relazione tecnica – Ing. Marietta

PROVINCIA di TORINO COMUNE di S. GIUSTO C.se

RELAZIONE ILLUSTRATIVA E DI CALCOLO

(Legge 5.11.1971 n. 1086 - articolo 4°)

Oggetto: Opere in CEMENTO ARMATO

Fabbricato di uso palestra polivalente a piani f.t. 1

di proprieta' COMUNE DI S. GIUSTO C. SE

sito nel Comune di S. GIUSTO C. SE

DESCRIZIONE della STRUTTURA PORTANTE :

- costituita da Solai in elementi prefabbricati, sostenuti da travi prefabbricate.
- sostenuta da pilastri prefabbricati e in opera
- Fondazione costituita da : plinti isolati

- tetto: copertura in solai prefabbricati su travi a doppia pendenza prefabbricate

REGIONE PIEMONTE
SERVIZIO OO. PP. E DI E.A. DEL SUOLO
TORINO

MATERIALI PREVISTI :

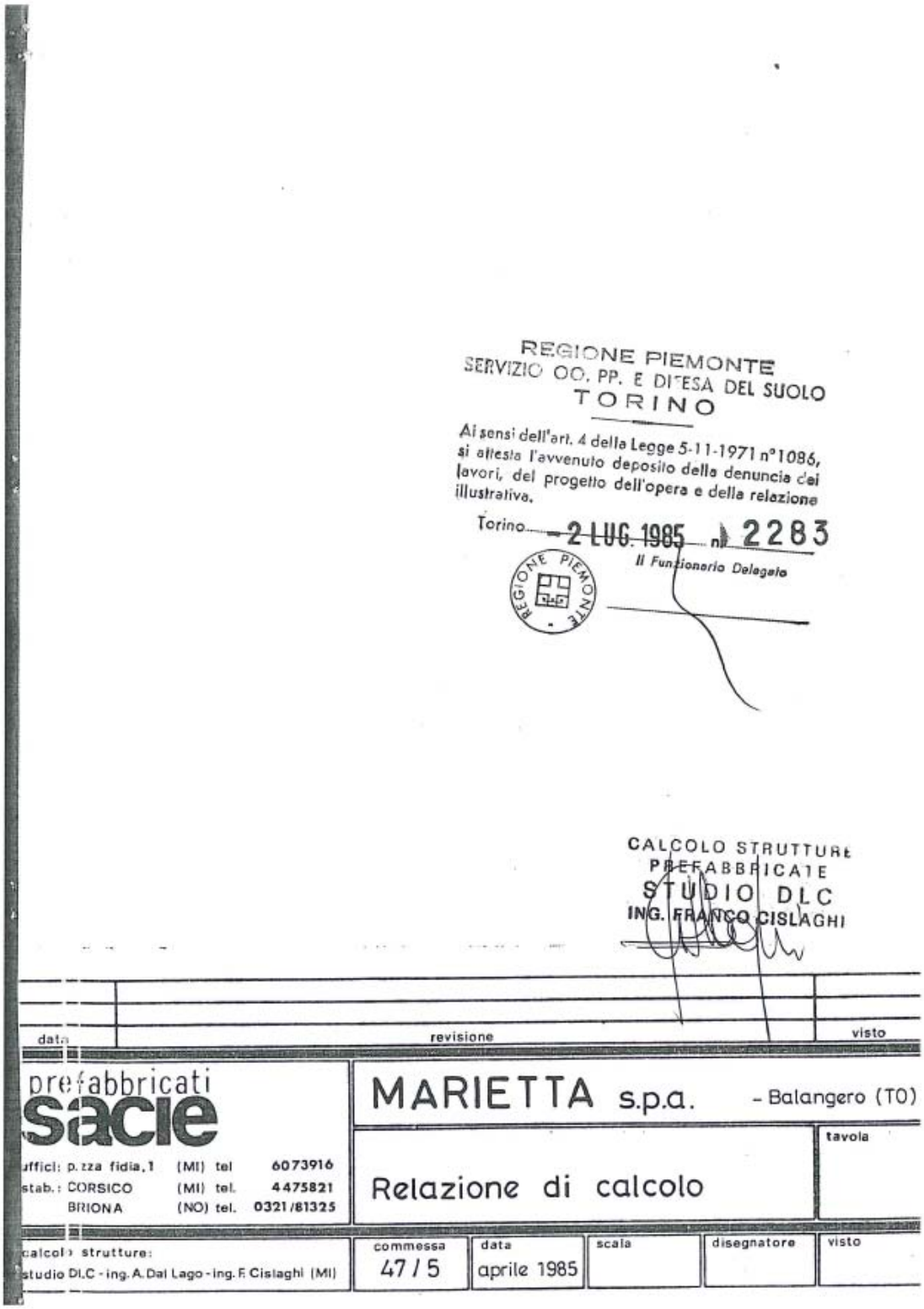
- Sedime di fondazione con σ_t max = 2,5 Kg/cmq

Ai sens' dell'art. 4 della Legge 5-11-1971 n° 1086 si attesta l'avvenuto deposito della denuncia dei lavori, del progetto delle opere e della relaz.ne illustrativa.

Torino 2 LUG. 1985 n. 12283

- Cemento tipo R25
- Acciaio tipo Fe B 44 k c.l.s. con σ_{mk} = 2600 Kg/cmq.
- Conglomerato R' bk-dopo 28 gg.-Classe 250 con σ_{max} = 95
- Getti a 300 Kg/mc. per le strutture in C.A.
- Getti a 150 Kg./mc per le Basse Fondazioni
- Inerti sabbio-ghiaiosi idonei con dimensioni max = 25 mm., in proporzioni tali da ottenere la seguente granulometria:
- Passante al vaglio di mm. 20 = 100

Figura 35 – Relazione illustrative di calcolo


REGIONE PIEMONTE
SERVIZIO OO. PP. E DIFESA DEL SUOLO
TORINO

Ai sensi dell'art. 4 della Legge 5-11-1971 n°1086, si attesta l'avvenuto deposito della denuncia dei lavori, del progetto dell'opera e della relazione illustrativa.

Torino 2 LUG. 1985 n. 2283

Il Funzionario Delegato

REGIONE PIEMONTE

CALCOLO STRUTTURE PREFABBRICATE
STUDIO DLC
ING. FRANCO CISLAGHI

data	revisione	visto

prefabbricati sacie
uffici: p.zza fidia,1 (MI) tel 6073916
stab.: CORSICO (MI) tel. 4475821
BRIONA (NO) tel. 0321/81325

MARIETTA s.p.a. - Balangero (TO)

Relazione di calcolo

tavola

calcoli strutture:	commessa	data	scala	disegnatore	visto
studio DLC - ing. A. Dal Lago - ing. F. Cislaghi (MI)	47/5	aprile 1985			

Figura 36 – Relazione di calcolo strutture in c.a.p. – Ing. Cislaghi

Studio O. Siniscalco s.s.

STUDIO O. SINISCALCO s.s.
VIA SAN PIO V n. 20 - TORINO
TEL. 65.96.24 - 65.08.482
(prof. ing. Giorgio N. Siniscalco)

INGEGNERIA CIVILE
ED ARCHITETTURA

Torino, 20 Giugno 1985

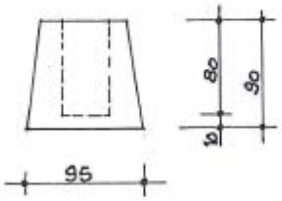
RELAZIONE DI CALCOLO

Plinto prefabbricato.

Tutto quanto sopra esposto porta ad una situazione del tipo di quella rappresentata in figura

M = 706.057 N_1 = 36188+13.640

T = 1.903



Le sollecitazioni totali sul fondo valgono

N = 49.828 Kg.

M = 706.057 + 1.903 * 90 = 877.327 Kgcm

T = 1.903 Kg.

- 1 -

Figura 37 – Relazione di calcolo strutture in c.a. – Ing. Siniscalco

4.1.5 Denuncia delle opere strutturali

257 G2

ALL'UFFICIO DEL GENIO CIVILE — PRAT. N. .....

TORINO

Denuncia opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica (Legge 5 Novembre 1971, n. 1086)

22831

Il sottoscritto ING. MARIETTA GIACOMO PER MARIETTA S.P.A.
residente in BALANGERO (To) Via CORIO
N. 52 avendo appaltato, in qualità di Costruttore, i lavori dell'erigendo PALESTRA POLIVALENTE sito in S. GIUSTO C.SE
Via MALGARA N. ..... in cui sono previste strutture ..... si pregia denunciare a codesto Ufficio, a sensi dell'Art. 4 della legge n. 1086 del 5 Novembre 1971, le opere medesime.

– COMMITTENTE è il Sig. COMUNE DI S. GIUSTO C.se (To)
residente in S. GIUSTO C.se Via ..... N. .....
– PROGETTISTA DELL'OPERA il ING. MARIETTA GIACOMO
residente in BALANGERO Via CORIO N. 52
– PROGETTISTA DELLE STRUTTURE il Prof. Ing. Giorgio SINISCALCO
residente in TORINO Via S. Pio V° N. 39
– DIRETTORE LAVORI DELLE STRUTTURE il Prof. Ing. Giorgio SINISCALCO
residente in TORINO Via S. Pio V° N. 39
– IMPRESA COSTRUTTRICE MARIETTA S.P.A.
con sede in Balangero Via Lorio N. 52
– DIRETTORE DELLA PRODUZIONE IN STABILIMENTO DEGLI ELEMENTI PREFABBRICATI DEL TRASPORTO E DEL MONTAGGIO IN CANTIERE ING. MARIETTA GIACOMO

Alla presente si allegano:

a) n. 2 Copie del progetto architettonico dell'opera in oggetto composta di N. 30 Tavole.

b) n. 2 Copie del progetto delle strutture portanti composto da Relazione di Calcolo e di N. 7 Tavole.

c) n. 2 Copie della Relazione Illustrativa di cui alla lettera b) della legge 5 novembre 1971 n. 1086.

Con osservanza

SERVIZIO CO. PP. E DIFESA DEL SUOLO

Ai sensi dell'art. 4 della Legge 5-11-1971 n° 1086, si attesta l'avvenuto deposito della denuncia dei lavori, del progetto dell'opera e della relazione

22803

Torino - 2 AGO. 1985 n. .....

Il Funzionario Delegato

IL COSTRUTTORE

Torino, li 2/7/85

MARIETTA S.p.A.

Copisteria Palestro — Corso Palestro 15 — TORINO

Mod. 4

Figura 38 – Denuncia delle opere strutturali

All'Ufficio

del Genio Civile di

TORINO

A integrazione della denuncia n. presentata il

a codesto Spettabile Ufficio dalla Impresa

la Prefabbricati SACIE Spa con sede in Milano, Via M.Gioia 168 C.C.I.A.di Milano 906651 - C.F. 02072520154 rappresentata dal Dr.Arch.Maurizio Mazzocchi nella sua qualità di Direttore Generale, CERTIFICA che le travi e i tegoli di copertura prefabbricati relativi alla palestra da erigersi a San Giusto Canavese per conto della ditta MARIETTA sono prodotti nel proprio stabilimento di Briona (NO).

DICHIARA che:

- Progettista e calcolatore della struttura prefabbricata è il Dr.Ing.Franco Cislaghi C.F. FNC CSL 46L30 A920X iscritto all'Albo Professionale di Milano al n.9600 con recapito presso lo Studio Tecnico DLC in Via Tiziano 19, Milano;

- Direttore dei Lavori delle travi e dei tegoli prefabbricati limitatamente alla produzione in stabilimento è il Dr.Ing. Giorgio Rommel C.F. RMM GRG 48C22 F205F iscritto all'Albo Professionale di Milano al n.10862 con recapito in Piazza Fidia n°1, Milano.

REGIONE PIEMONTE
SERVIZIO OO. PP. E DIFESA DEL SUOLO
TORINO
Ai sensi dell'art. 4 della Legge 5-11-1971 n°1086, si attesta l'avvenuto deposito della denuncia e del lavori, del progetto dell'opera e della relazione illustrativa.
Torino 2 LUG. 1985 n. 2283
Il Funzionario Delegato

Milano,

Prefabbricati SACIE Spa

Figura 39 – Denuncia delle opere strutturali - Integrazione

All'Ufficio

del Genio Civile di

TORINO

Travi e tegoli prefabbricati di copertura relativi alla pale
stra da erigersi a San Giusto Canavese di proprietà della dit
ta MARIETTA

DICHIARAZIONE DEL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

Il sottoscritto Dr.Ing.Franco Cislaghi iscritto all'Albo Pro
fessionale di Milano al n.9600 con recapito presso lo studio
tecnico DLC in Via Tiziano 19, Milano; dichiara:

- che le strutture sono state calcolate e progettate a norma
  delle vigenti disposizioni di legge
- che gli elaborati preliminari sono completi e sufficienti
  ad individuare le opere da eseguire
- che i materiali di cui si prevede l'impiego e le rispettive
  dosature sono idonei in relazione alle sollecitazioni assun
  te a base dei calcoli.

Milano,

IL PROGETTISTA

REGIONE PIEMONTE
OO.PP. E DIFESA DEL SUOLO
TORINO

Ai sensi dell'art. 4 della Legge 5-11-1971 n°1086,
si attesta l'avvenuto deposito della denuncia dei
lavori, del progetto dell'opera e della relazione
illustrativa.

Torino - 2 LUG. 1985 n. 22831

Il Funzionario Delegato

REGIONE PIEMONTE

Figura 40 – Denuncia delle opere strutturali - Integrazione

All'Ufficio

Genio Civile di

TORINO

Travi e tegoli prefabbricati di copertura relativi alla pale-
stra da erigersi a SAN GIUSTO CANAVESE per conto della ditta
MARIETTA
Progettista delle strutture prefabbricate:Dr.Ing.Franco Cisla
ghi iscritto all'Albo Professionale di Milano al n.9600
Direttore dei lavori limitatamente alla produzione in stabili-
mento delle travi e tegoli prefabbricati:Dr.Giorgio Rommel i-
scritto all'Albo professionale di Milano al n.10862

RELAZIONE SULLA QUANTITA' E DOSATURA DEI MATERIALI IMPIEGATI

MATERIALI:

a) Leganti

Cemento tipo 525

b) Inerti

Sabbia e ghiaia naturale o di frantumazione costituita da
elementi non gelivi e non friabili, priva di sostanze orga
niche e limose, o argillose, di gesso, ecc.in proporzioni
nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazio
ne delle armature metalliche. Con dimensioni commisurate
alle caratteristiche geometriche della carpenteria del get
to ed all'ingombro delle armature metalliche.

REGIONE PIEMONTE
PREVENZIONE DEL SUOLO
TORINO
Ai sensi dell'art. 4 della Legge 5-11-1971 n°1086,
si attesta l'avvenuto deposito della denuncia dei
lavori, del progetto delle opere e della relazione
illustrativa.
Torino 2 LUG. 80 n. 2283
Il Funzionario Delegato

c) Acqua

L'acqua per gli impasti sarà limpida, priva di sali, solfa

Figura 41 – Denuncia delle opere strutturali - Integrazione

fati e cloruri in percentuali dannose e non aggressiva.

d) Armature metalliche

Non verranno posate in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurre l'aderenza al conglomerato.

Si impongono i seguenti tipi:

FeB 32K per ganci di sollevamento

FeB 44K per armature lente

e) Prescrizioni

Calcestruzzo RbK	=	450 Kg/cmq.
Acciaio FeB 32K	=	1600 Kg/cmq.
Acciaio FeB 44K	=	2200 Kg/cmq.
trefolo stabilizzato RAK	=	19000 Kg/cmq.

Vengono rispettate le norme tecniche per il calcolo e l'esecuzione delle opere in cemento armato normele e precompresso del Decreto Ministeriale 30 Maggio 1974

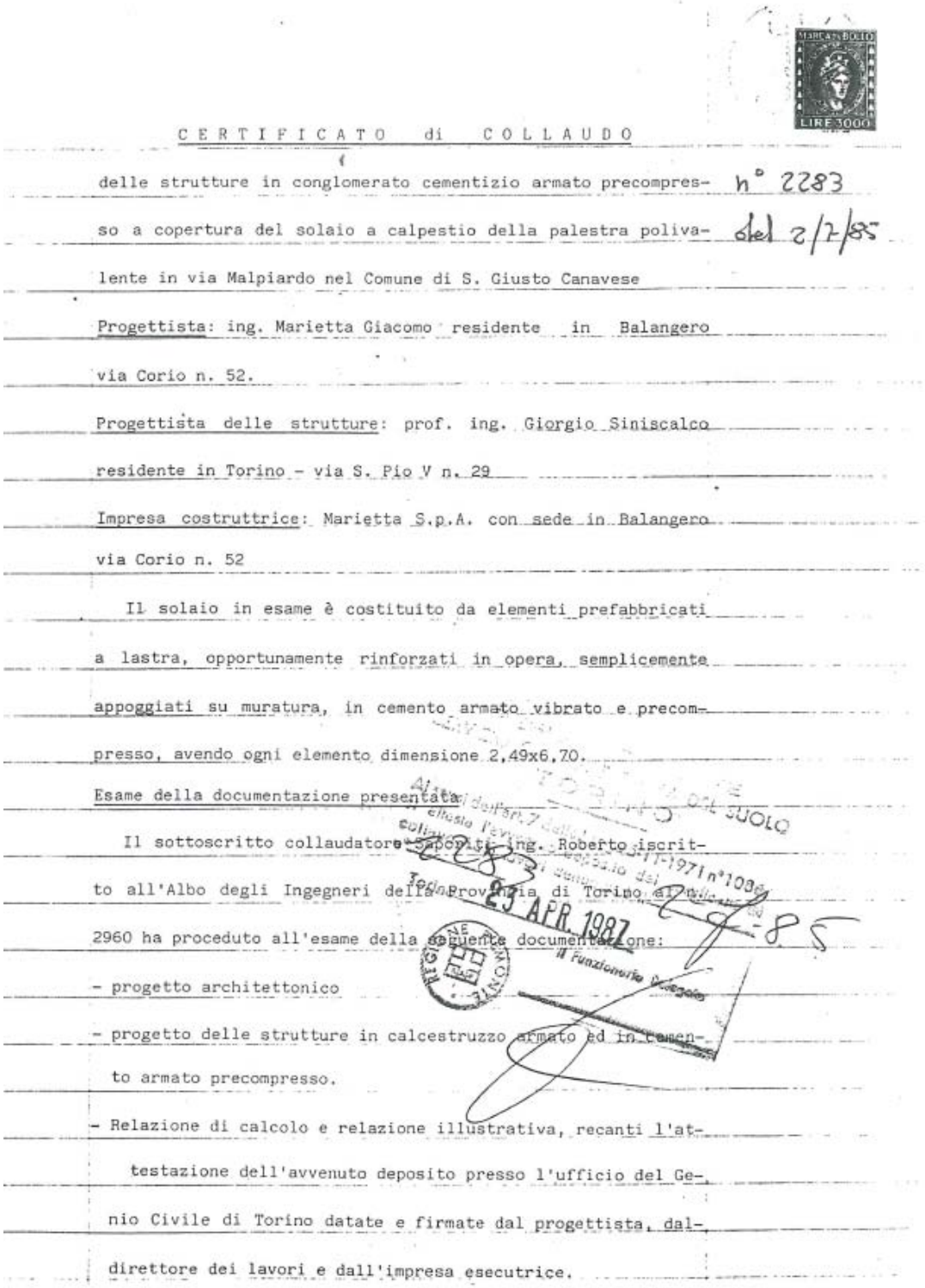
Milano,

IL PROGETTISTA IL DIRETTORE DEI LAVORI

Figura 42 – Denuncia delle opere strutturali - Integrazione

4.1.6 Collaudo statico

Il collaudo statico, a firma dell'ing. Saporiti è datato Aprile 1987.



C E R T I F I C A T O di C O L L A U D O

delle strutture in conglomerato cementizio armato precompresso a copertura del solaio a calpestio della palestra polivalente in via Malpiardo nel Comune di S. Giusto Canavese n° 2283 del 2/2/85

Progettista: ing. Marietta Giacomo residente in Balangero via Corio n. 52.

Progettista delle strutture: prof. ing. Giorgio Siniscalco residente in Torino - via S. Pio V n. 29

Impresa costruttrice: Marietta S.p.A. con sede in Balangero via Corio n. 52

Il solaio in esame è costituito da elementi prefabbricati a lastra, opportunamente rinforzati in opera, semplicemente appoggiati su muratura, in cemento armato vibrato e precompresso, avendo ogni elemento dimensione 2,49x6,70.

Esame della documentazione presentata

Il sottoscritto collaudatore Saporiti ing. Roberto iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Torino al n. 2960 ha proceduto all'esame della seguente documentazione:

- progetto architettonico
- progetto delle strutture in calcestruzzo armato ed in cemento armato precompresso.
- Relazione di calcolo e relazione illustrativa, recanti l'attestazione dell'avvenuto deposito presso l'ufficio del Genio Civile di Torino datate e firmate dal progettista, dal direttore dei lavori e dall'impresa esecutrice.

23 APR. 1987

Figura 43 – Collaudo statico – Ing. Saporiti_1987

- Relazione finale del Direttore dei lavori in data 30/12/1985 anch'essa depositata.
- prove sclerometriche eseguite dal sottoscritto collaudatore in data 3/3/87.
- I certificati eseguiti dal laboratorio sperimentale materiali e strutture del Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Torino.

In base ai documenti sopraelencati, il sottoscritto ha accertato la conformità delle opere al progetto e la loro corrispondenza, per quanto riguarda le procedure di calcolo, entità dei sovraccarichi, e tassi di lavoro dei materiali impiegati, alla normativa in vigore.

VISITA DELLE OPERE - PROVE DI CARICO - PROVE SCLEROMETRICHE

Il giorno 3 marzo 1987 alle ore 9,30 veniva effettuata la visita delle opere a lavori completamente ultimati, presenti il Direttore dei Lavori ing. Ellena e l'Impresario esecutore ing. Marietta.

Considerata la natura ripetitiva della struttura da collaudare, costituita da lastre nervate precompresse poggianti su muratura, aventi larghezza 2,49 m. e luce ml. 6,70, nonchè la certificazione presentata e depositata dalla Soc. Prefabbricati SACIE, produttrice di suddetti elementi strutturali, a firma dell'Arch. Maurizio Mazzocchi, del progettista ing. Franco Cislaghi e del direttore dei lavori dr. ing. Giorgio Rommel depositati in data 2 luglio 1985 alla Regione Piemonte,

Figura 44 – Collaudo statico – Ing. Saporiti_1987

si è reputato sufficiente, in accordo con la D.L., di procedere al collaudo di una campata campione, per tipologia strutturale.

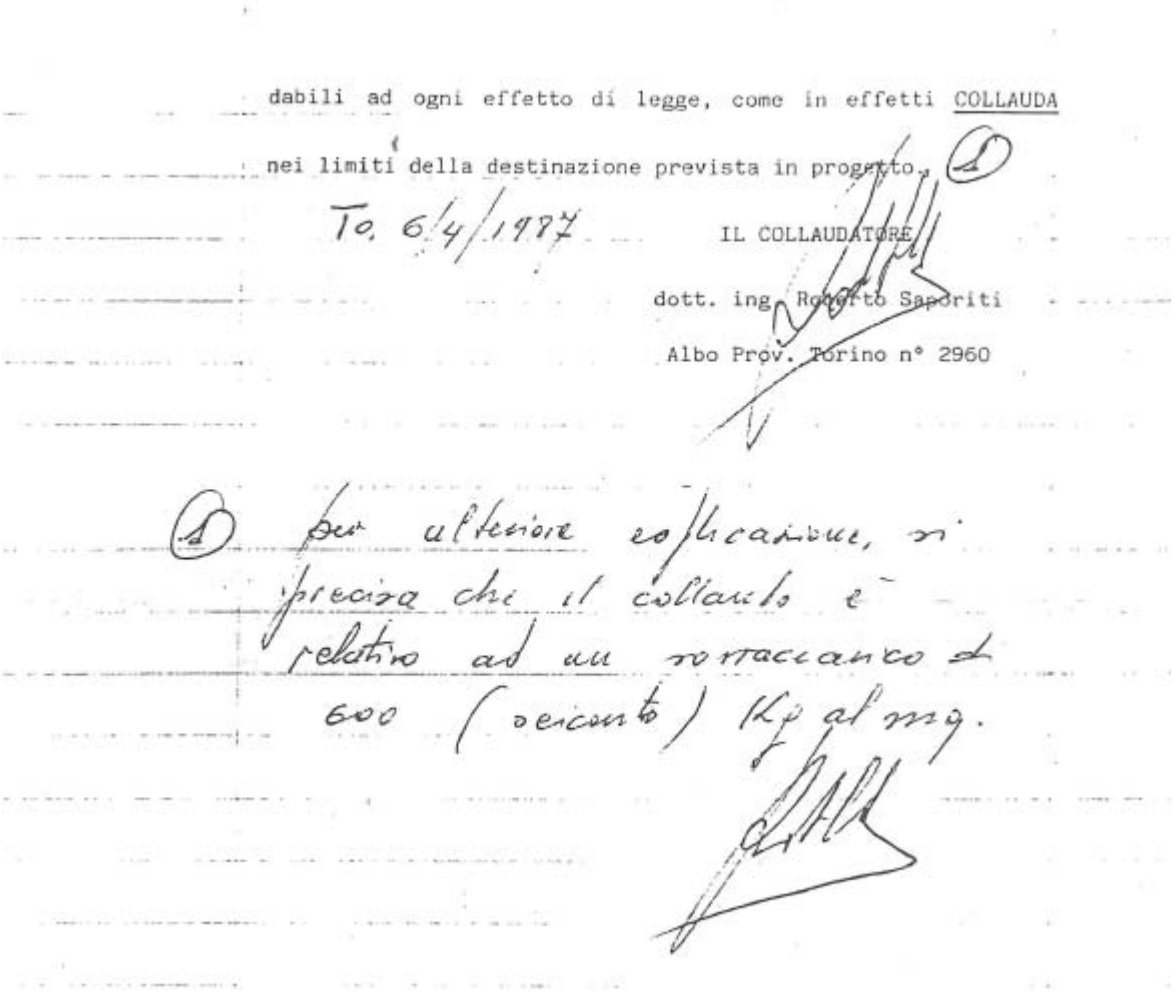
E' stata presa in esame la seconda lastra di fronte all'ingresso lato strada.

Il carico è stato effettuato con 2 blocchi di cls. cubici in mezzeria, pesanti ciascuno 2.000 Kg. circa e gli abbassamenti sono stati misurati con livello di alta precisione e stadia in INVAR. L'abbassamento massimo - rilevato in mezzeria è stato di 1,5 mm., pari a circa il 30% della freccia teorica - L'abbassamento residuo è risultato nullo.

Durante le fasi di attesa per il ritorno delle strutture scariche, si è proceduto alle prove sclerometriche in corrispondenza delle pilastrature. Sono stati effettuate 30 rotture dinamiche, con valori medi complessivi di 50, ad angolo strumentale 0° a valori di rottura superiori a 500 Kg/mq. da considerarsi ottimali.

Quanto sopra premesso, il sottoscritto ing. Roberto Saporiti, visto le prescrizioni regolamentari vigenti, considerate le prove dei materiali attestate dai certificati del Politecnico di Torino, la documentazione precedentemente descritta, il buon esito delle prove sclerometriche e delle prove di carico CERTIFICA per quanto fu possibile accertare nel corso delle operazioni di collaudo che suddette opere in cemento armato normale e precompresso oggetto dell'esame sono collau

Figura 45 – Collaudo statico – Ing. Saporiti_1987


dabili ad ogni effetto di legge, come in effetti COLLAUDA

nei limiti della destinazione prevista in progetto.

To. 6/4/1987

IL COLLAUDATORE

dott. ing. Roberto Saporiti

Albo Prov. Torino n° 2960

per ulteriore chiarezza, si precisa che il collaudo è relativo ad un sovraccarico di 600 (seicento) Kg al mq.

Figura 46 – Collaudo statico – Ing. Saporiti_1987

4.2 STORIA SISMICA DELL'EDIFICIO E RELAZIONE CON L'EVOLUZIONE STRUTTURALE

Particolare importanza riveste la ricostruzione della storia sismica inerente ai fabbricati, in quanto grazie ad essa è possibile verificare quanti e quali terremoti le strutture abbiano subito in passato e, assieme alla memoria storica nonché alla situazione conservativa attuale, dedurre se le strutture presentano particolari problematiche di vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche.

4.2.1 Sismi pregressi

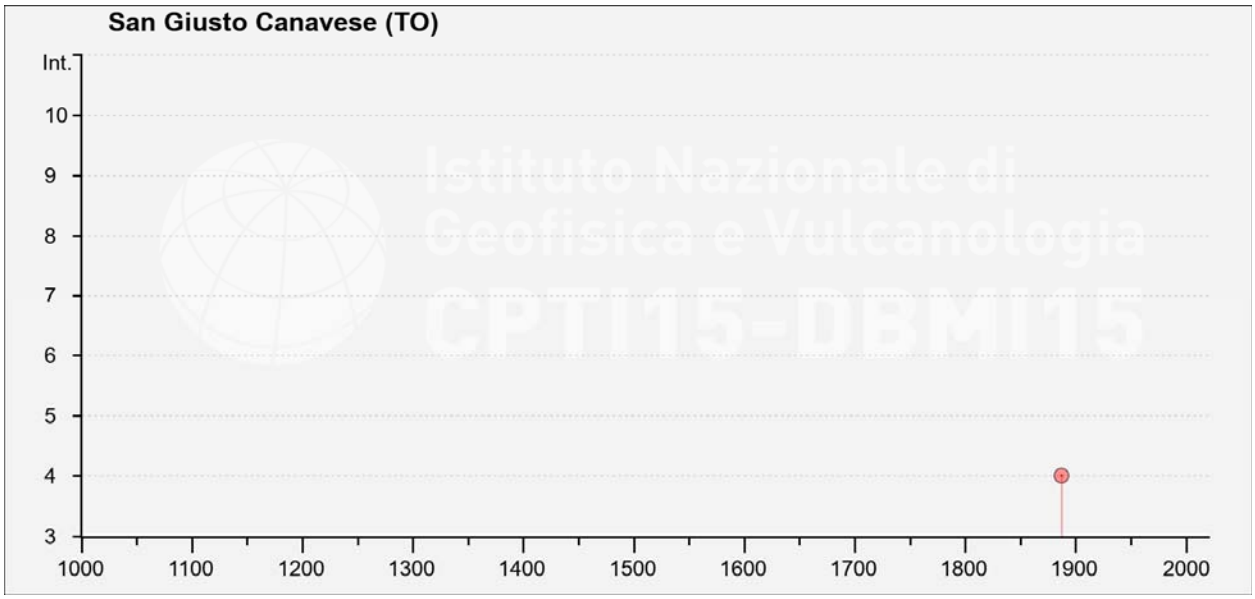
Si riportano i dati relativi al sito in oggetto desunti dal database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico DBMI15, a cura dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia sulla cui base è stata stilata la zonazione sismica attuale.

CPTI15-DBMI15 - San Giusto Canavese

San Giusto Canavese

PlaceID	IT_02172
Coordinates (lat, lon)	45.314, 7.810
Municipality (ISTAT 2015)	San Giusto Canavese
Province	Torino
Region	Piemonte
No. of reported earthquakes	1

Effects	Reported earthquakes								
Int.	Year	Mo	Da	Ho	Mi	Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
4	1887	02	23	05	21	5	Liguria occidentale	1511	9	6.27



Si riportano i dati relativi all'unico terremoto che è stato percepito nella località di San Giusto Canavese negli ultimi 150 anni.

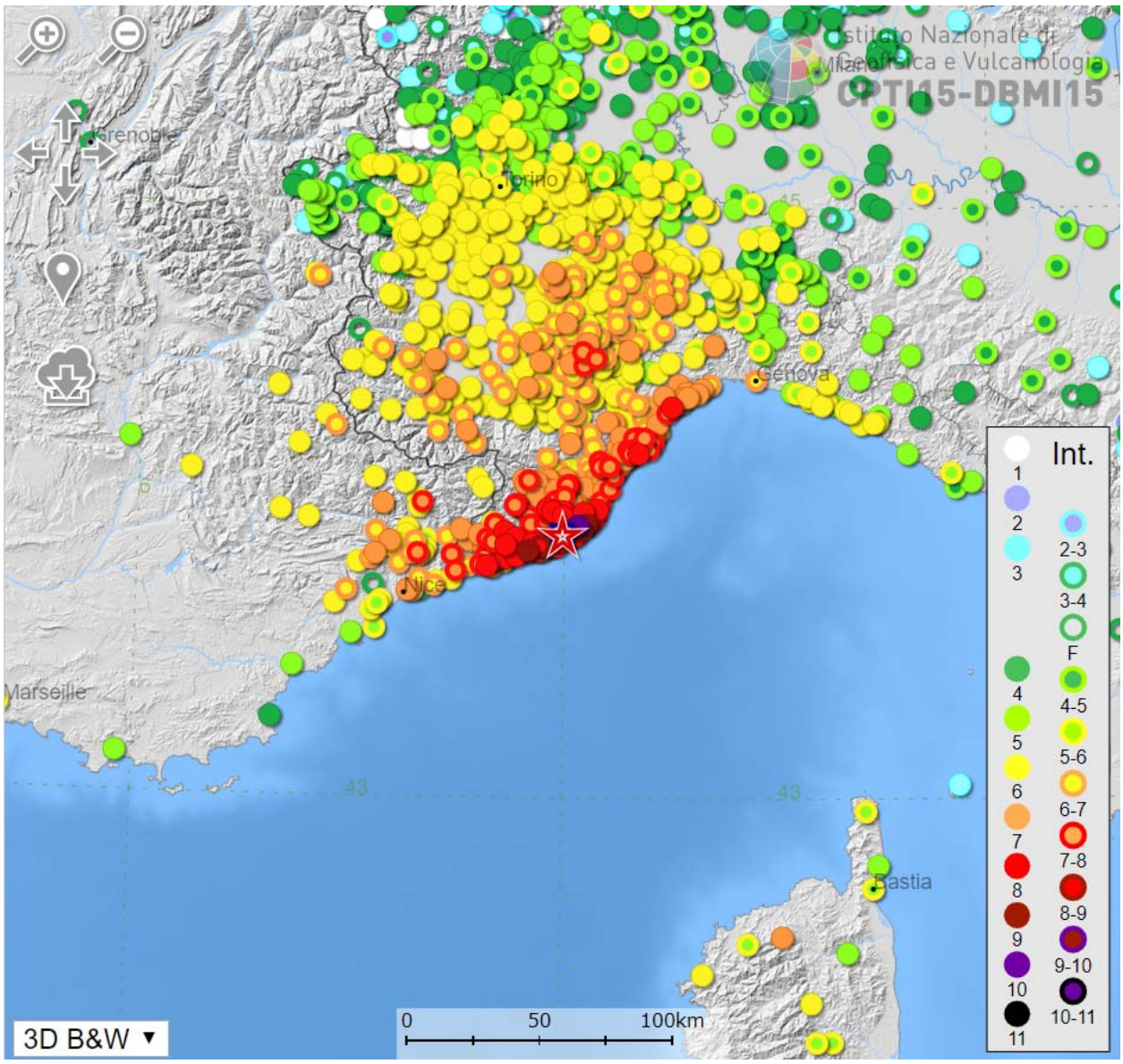
1887 February 23 05:21:50.00
Liguria occidentale

EqID 18870223_0521_000

	Lat	Lon	Ep. origin	Io	Mw ErMw	Mag. origin	Depth
☆ CPTI15	43.891	7.992	MM	9	6.27 ± 0.10	Mdm	
□ Macro	43.891	7.992	bx0	9	6.27 ± 0.10	bxn	

MDP set by CFTI4med
NMDP 1511 Imax 10 MCS

[more info about the earthquake]



Parametro	Descrizione
NMDP	Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto
Io	Intensità massima (MCS)
Mw	Magnitudo momento
Int	Intensità nella località (MCS)
NF	Not felt

4.2.2 Teoria ed interpretazione dei dati

Gli effetti sismici, sito per sito, sono valutati mediante l'intensità, espressa nella scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS-1930), la quale deriva direttamente dalla scala Mercalli a dodici gradi, ai quali Cancani nel 1903 aveva fatto corrispondere adeguati intervalli di accelerazione. La versione della MCS attualmente in uso è quella modificata nel 1930 da Sieberg. In generale, Sieberg (1930), rispetto alla precedente scala di Mercalli, incrementò e migliorò notevolmente le descrizioni degli effetti relativi ad ogni grado, introducendo in modo pressoché sistematico indicazioni sulle quantità di persone che avvertono il terremoto (gradi da I a V) e sulle quantità di edifici danneggiati (gradi da VI a XII).

Grado	Scossa	Descrizione
I	impercettibile	Avvertita solo dagli strumenti sismici.
II	molto leggera	Avvertita solo da qualche persona in opportune condizioni.
III	leggera	Avvertita da poche persone. Oscillano oggetti appesi con vibrazioni simili a quelle del passaggio di un'automobile.
IV	moderata	Avvertita da molte persone; tremito di infissi e cristalli, e leggere oscillazioni di oggetti appesi.
V	piuttosto forte	Avvertita anche da persone addormentate; caduta di oggetti.
VI	forte	Qualche leggera lesione negli edifici e finestre in frantumi.
VII	molto forte	Caduta di fumaioli, lesioni negli edifici.
VIII	rovinosa	Rovina parziale di qualche edificio; qualche vittima isolata.
IX	distruttiva	Rovina totale di alcuni edifici e gravi lesioni in molti altri; vittime umane sparse ma non numerose.
X	completamente distruttiva	Rovina di molti edifici; molte vittime umane; crepacci nel suolo.
XI	catastrofica	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; crepacci e frane nel suolo; maremoto.
XII	apocalittica	Distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo; maremoto distruttivo; fuoriuscita di lava dal terreno.

La Scala Mercalli Modificata (indicata con la sigla MM o MMI) si basa sugli effetti risentiti dalle persone, nei gradi bassi, e sui danni agli edifici per i gradi alti.

Equazioni di conversione sviluppate dall'USGS permettono di associare l'intensità locale del terremoto con grandezze fisiche misurabili localmente come la PGA (Accelerazione di picco al suolo) o la PGV (Velocità di picco al suolo).

Intensità	Scossa	PGA in g	PGV in cm/s	Danni potenziali
I	impercettibile	<0,0017	<0,01	Nessuno
II - III	leggera	0,0017 - 0,014	0,01 - 1,1	Nessuno
IV	moderata	0,014 - 0,039	1,1 - 3,4	Nessuno
V	piuttosto forte	0,039 - 0,092	3,4 - 8,1	Molto lievi
VI	forte	0,092 - 0,18	8,1 - 16	Lievi
VII	molto forte	0,18 - 0,34	16 - 31	Moderati
VIII	rovinosa	0,34 - 0,65	31 - 60	Moderati - Gravi
IX	distruttiva	0,65 - 1,24	60 - 116	Gravi
X+	completamente distruttiva	>1,24	>116	Molto Gravi

Gli effetti di un terremoto possono essere molto diversi da luogo a luogo, quindi un singolo terremoto avrà molti valori nella Scala Mercalli Modificata, al contrario avrà un unico valore di magnitudo nella Scala Richter.

Magnitudo Richter	Intensità Mercalli Modificata all'epicentro
1,0 - 3,0	I
3,0 - 3,9	II - III
4,0 - 4,9	IV - V
5,0 - 5,9	VI - VII
6,0 - 6,9	VII - VIII
7,0+	IX o maggiore

4.2.3 Considerazioni sui sismi pregressi

La struttura è stata edificata nel 1987; successivamente a tale data, il Comune di San Giusto Canavese non ha visto il verificarsi di eventi sismici di intensità apprezzabile da essere classificati nel database precedentemente riportato.

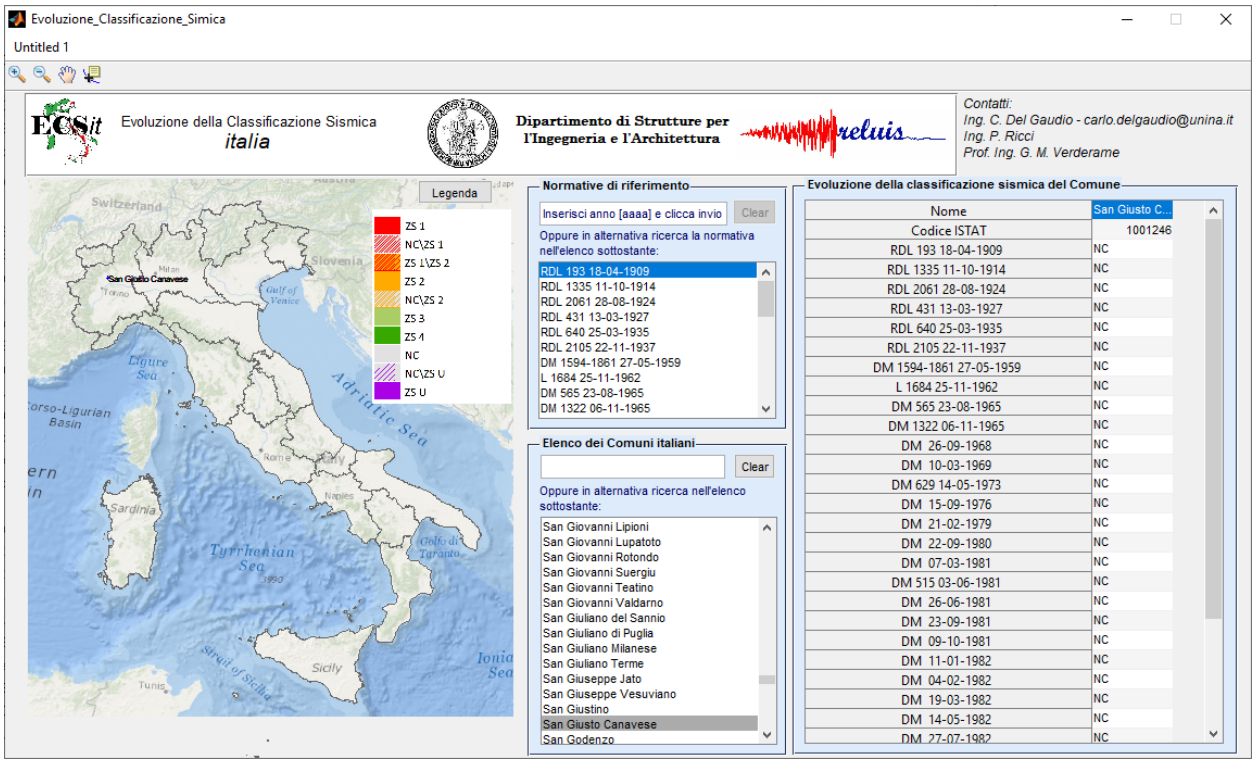
Dunque è possibile affermare che il fabbricato non ha subito eventi sismici che per intensità si sono avvicinati a quello di progetto.

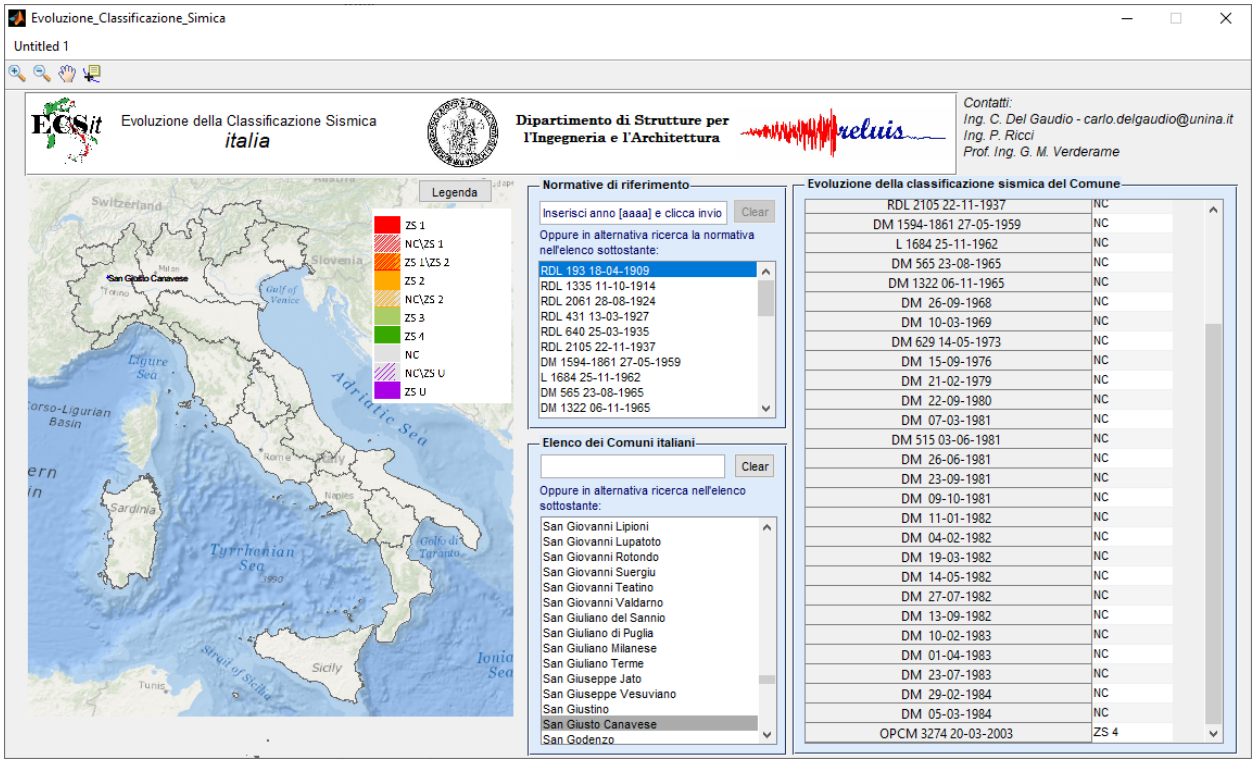
4.2.4 Evoluzione della classificazione sismica comunale

Si riporta l'evoluzione della classificazione sismica per il Comune di San Giusto Canavese.

Tale ricerca viene effettuata mediante il software ECS-it rilasciato da ReLUIS.

Il software ECS-it è un Sistema Informativo Geografico (GIS) che permette la visualizzazione e la restituzione a scala nazionale sull'evoluzione della classificazione sismica del territorio nazionale in un arco di tempo che va dal 1909 al 2003. Il software permette l'interrogazione per Ciascun Comune o per l'intero territorio nazionale dell'evoluzione della classificazione sismica, a seguito dell'emanazione di leggi e decreti che nel corso degli anni hanno predisposto l'inclusione o meno di taluni Comuni all'interno di opportuni elenchi.





Come si evince dall'elenco sopra riportato, il Comune di San Giusto Canavese risulta NON CLASSIFICATO sismico fino all'O.P.C.M. 3274/2003 quando viene classificato in Zona Sismica 4.

Successivamente, le varie D.G.R. della Regione Piemonte, hanno mantenuto il Comune di San Giusto Canavese in Zona sismica 4, ivi compresa la **D.G.R. n.65-7656 del 21 Maggio 2014.**

Il Comune di San Giusto Canavese, cambia zona sismica solo recentemente con la nuova ***D.G.R. n.6-887 del 30 Dicembre 2019****: Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65- 7656*, pubblicata nel B.U. n. 4 del 23 gennaio 2020, la quale Classifica il Comune in Zona Sismica 3.

E' dunque possibile affermare che alla data attuale, il Comune di San Giusto Canavese è classificato in Zona Sismica 3.

Si riporta un estratto della nuova D.G.R. n.6-887 del 30 Dicembre 2019.

Zona sismica 3

La zona 3 comprende 431 Comuni, di cui 127 nella Provincia di Alessandria, 4 nella Provincia di Asti, 24 nella Provincia di Biella, 66 nella Provincia di Cuneo, 185 nella Provincia di Torino, 24 nella Provincia del Verbano-Cusio-Ossola, 1 nella Provincia di Vercelli.

Provincia di Torino

1. Agliè
2. Airasca
3. Albiano d'Ivrea
4. Alpette
5. Alpignano
6. Andrate
7. Azeglio
8. Bairo
9. Balangero
10. Baldissero Canavese
11. Baldissero Torinese
12. Banchette
13. Barbania
14. Bardonecchia
15. Barone Canavese
16. Beinasco
17. Bollengo
18. Borgaro Torinese
19. Borgiallo
20. Borgofranco d'Ivrea
21. Bosconero
22. Brosso
23. Bruino
24. Buriasco
25. Burolo
26. Busano
27. Buttigliera Alta
28. Cafasse
29. Cambiano
30. Candia Canavese
31. Candiolo
32. Canischio
33. Caravino
34. Carema
35. Carignano
36. Carmagnola
37. Cascinette d'Ivrea
38. Caselette
39. Caselle Torinese
40. Castagnole Piemonte
41. Castellamonte
42. Castelnuovo Nigra
43. Cercenasco
44. Ceresole Reale
45. Cesana Torinese
46. Chiaverano
47. Chiesanuova
48. Ciconio
49. Cintano
50. Cirié
51. Claviere
52. Collegno
53. Colleretto Castelnuovo
54. Colleretto Giacosa
55. Corio
56. Cuceglio
57. Cuorgné
58. Druento
59. Favria
60. Feletto
61. Fiano
62. Fiorano Canavese
63. Foglizzo
64. Forno Canavese
65. Frassinetto
66. Front
67. Givoletto
68. Grosso
69. Grugliasco
70. Ingria
71. Issiglio
72. Ivrea
73. La Cassa
74. La Loggia
75. Lanzo Torinese
76. Leinì
77. Lessolo
78. Levone
79. Locana
80. Lombardore
81. Lombriasco
82. Loranzè
83. Lusigliè
84. Mappano
85. Mathi
86. Mercenasco
87. Moncalieri
88. Montalenghe
89. Montalto Dora
90. Nichelino
91. Noasca
92. Nole
93. Nomaglio
94. None
95. Oglianico
96. Orbassano
97. Orio Canavese
98. Osasio
99. Oulx
100. Ozegna
101. Palazzo Canavese
102. Pancalieri
103. Parella
104. Pavone Canavese
105. Pecetto Torinese
106. Perosa Canavese
107. Pertusio
108. Pianezza
109. Pino Torinese
110. Piobesi Torinese
111. Piossasco
112. Piscina
113. Piverone
114. Pont-Canavese
115. Prascorsano
116. Pratiglione
117. Quagliuzzo
118. Quassolo
119. Quincinetto
120. Reano
121. Ribordone
122. Rivalta di Torino
123. Rivara
124. Rivarolo Canavese
125. Rivarossa
126. Rivoli
127. Robassomero
128. Rocca Canavese
129. Romano Canavese
130. Ronco Canavese
131. Rosta
132. Rueglio
133. Salassa
134. Salerano Canavese
135. Samone
136. San Benigno Canavese
137. San Carlo Canavese
138. San Colombano Belmonte
139. San Francesco al Campo
140. San Gillio
141. San Giorgio Canavese
142. San Giusto Canavese
143. San Martino Canavese
144. San Maurizio Canavese
145. San Mauro Torinese
146. San Ponso
147. Sangano
148. Santena
149. Sauze d'Oulx
150. Sauze di Cesana
151. Scalenghe
152. Scarmagno
153. Sestriere
154. Settimo Torinese
155. Settimo Vittone
156. Sparone
157. Strambinello
158. Strambino
159. Tavagnasco
160. Torino
161. Torre Canavese
162. Trana
163. Traversella
164. Trofarello
165. Valchiusa
166. Val di Chy
167. Vallo Torinese
168. Valperga
169. Valprato Soana
170. Varisella
171. Vauda Canavese
172. Venaria Reale
173. Vestignè
174. Vialfrè
175. Vidracco
176. Vigone
177. Villafranca Piemonte
178. Villanova Canavese
179. Villarbasse
180. Villastellone
181. Vinovo
182. Virle Piemonte
183. Vistrorio
184. Volpiano
185. Volvera

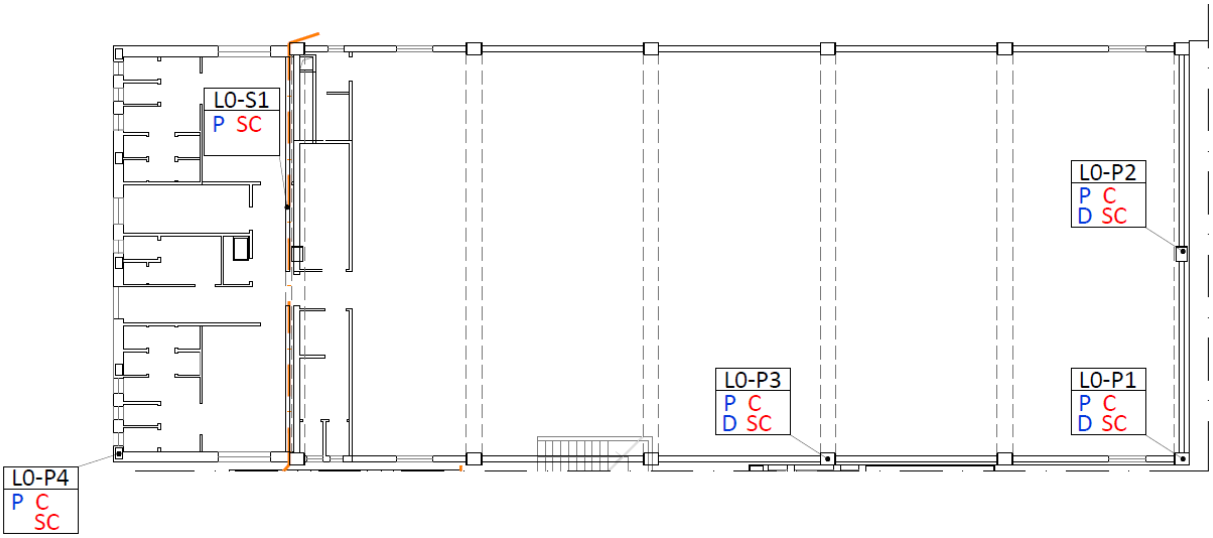
4.3 CAMPAGNA INDAGINI

E' stato pianificato ed eseguito un approfondito piano delle indagini, finalizzato ad affinare la conoscenza delle strutture in oggetto; il piano delle indagini, unitamente alla già ricca ed abbondante documentazione di progetto originaria pervenuta, ha consentito il raggiungimento di un **Livello di Conoscenza minimo LC2**.
La conoscenza delle strutture e dunque i risultati ottenuti e riportati nella presente relazione, sono frutto di due distinti piani delle indagini, realizzati in due successivi step dalla società Tecnoindagini S.r.l.
Il primo step è stato quello relativo alla determinazione dell'Indice di Sicurezza Sismico delle strutture, redatto dalla stessa Tecnoindagini S.r.l. ed i cui risultati sono riportati nella Valutazione della Sicurezza Sismica, datata Aprile 2019 e riportata per completezza documentale all'interno dell'Elenco Elaborati costituente il presente Progetto Esecutivo di Adeguamento sismico, con codice *045_19-PE-A02-04-RC-0.*
Il secondo step delle indagini, pianificate dallo scrivente ad integrazione di quanto già effettuato nel primo step, è stato effettuato come impresa sempre dalla Tecnoindagini S.r.l.; i risultati di quest'ultima indagine sono riportati per completezza documentale all'interno dell'Elenco Elaborati costituente il presente Progetto Esecutivo di Adeguamento sismico, con codice *045_19-PE-A02-03-RM-0 – Esiti delle indagini sui materiali.*
Dalle prove effettuate è stato possibile determinare:

- Caratteristiche meccaniche dei materiali;
- Dettagli costruttivi;
- Quantità e disposizione delle armature negli elementi in c.a.

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi e la quantità e disposizione di armature negli elementi in c.a. oggetto di verifica, si faccia riferimento alle *Verifiche* contenute nel presente documento; il presente paragrafo è invece finalizzato all'interpretazione dei risultati relativi alle caratteristiche meccaniche dei materiali indagati.
I risultati di questo paragrafo sono poi riportati nel Paragrafo *MATERIALI* della presente relazione, nel quale saranno determinati i parametri di progetto adottati poi nelle verifiche.

Si riportano stralci relativi ai report per i due successivi appalti:



PUNTI DI PROVA - PIANO TERRA - PALESTRA - L0 - PARTE 2



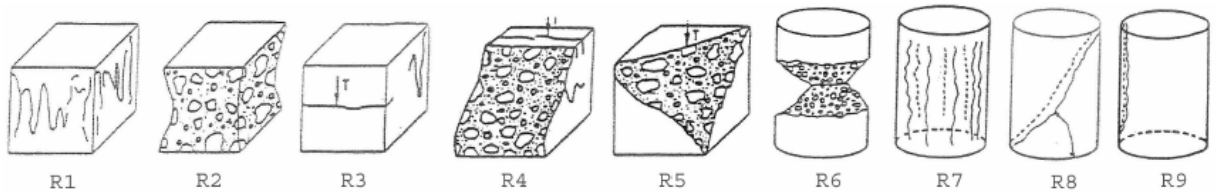
Data esecuzione prove: giovedì 11 aprile 2019

PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

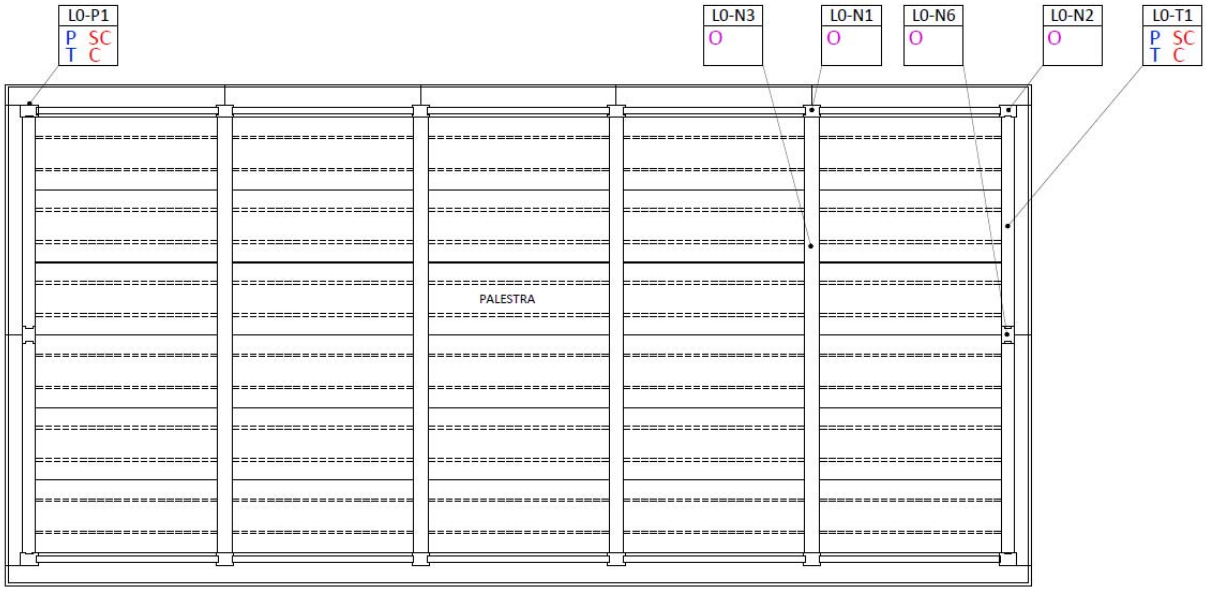
N°	Contrassegno (*)	Massa kg	Diam. mm	Alt. mm	Carico massimo kN	Sezione mm^2	Massa volumica Kg/dm^3	Resistenza a compressione N/mm^2	Note
1	LO-P1	2.970	94	189	211.0	6940	2.264	30.40	R7
2	LO-P2	2.899	94	185	217.0	6940	2.258	31.27	R7
3	LO-P3	1.521	94	96	212.0	6940	2.283	30.55	R7
4	LO-P4	2.942	94	186	181.0	6940	2.279	26.08	R7
5	LO-P5	2.789	94	184	71.0	6940	2.184	10.23	R7
6	LO-P6	2.887	94	189	102.0	6940	2.201	14.70	R7
7	LO-P7	2.973	94	189	128.0	6940	2.267	18.44	R7
8	LO-P8	2.940	94	189	96.0	6940	2.242	13.83	R7
9	LO-P9	2.917	94	189	102.0	6940	2.224	14.70	R7
10	LO-P10	3.069	94	189	154.0	6940	2.340	22.19	R7

(*) Si riportano gli estremi essenziali per riferire il campione a quanto dichiarato nell'Allegato A al presente rapporto

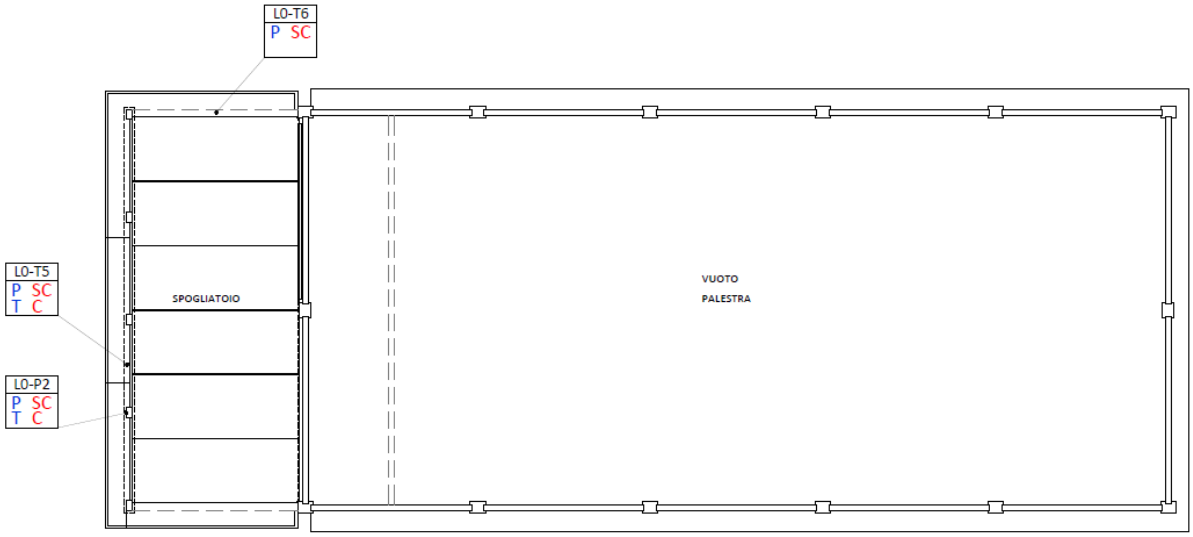
LEGENDA NOTE: A = Le facce del provino presentavano un visibile difetto di planarità
B = Il campione presentava solo due facce opposte completamente lisce tra le 5 a contatto con la cassaforma
C = Il provino conteneva spezzoni di acciaio
D = Il provino presentava già una vistosa fessura
E = Le dimensioni del provino non sono conformi alle dimensioni richieste dalla normativa UNI EN 12390-1
F = Il contrassegno riportato sul campione non corrisponde a quanto dichiarato nell'allegato A



Il Responsabile Tecnico
Antonio Cocco



PUNTI DI PROVA - PIANO TERRA - SPOGLIATOIO - L0 - PARTE 1



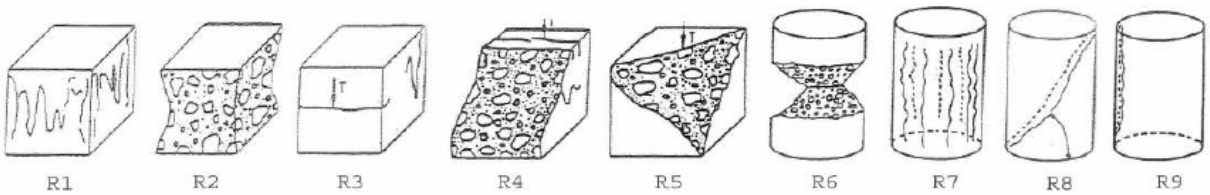
Data esecuzione prove: lunedì 10 febbraio 2020

PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

N°	Contrassegno (*)	Massa kg	Diam. mm	Alt. mm	Carico massimo kN	Sezione mm^2	Massa volumica Kg/dm^3	Resistenza a compressione N/mm^2	Note
1	LO-T1	1.550	94	97	257.0	6940	2.303	37.03	R7
2	LO-T4	1.510	94	97	147.0	6940	2.243	21.18	R7
3	LO-T5	1.500	94	95	103.0	6940	2.275	14.84	R7
4	LO-P2	1.586	94	97	331.0	6940	2.356	47.70	R7
5	I1-F1	1.538	94	96	373.0	6940	2.309	53.75	R7
6	I1-F2	1.560	94	97	365.0	6940	2.317	52.60	R7
7	LO-P1	1.519	94	96	291.0	6940	2.280	41.93	R7

(*) Si riportano gli estremi essenziali per riferire il campione a quanto dichiarato nell'Allegato A al presente rapporto

LEGENDA NOTE: A = Le facce del provino presentavano un visibile difetto di planarità
B = Il campione presentava solo due facce opposte completamente lisce tra le 5 a contatto con la cassaforma
C = Il provino conteneva spezzoni di acciaio
D = Il provino presentava già una vistosa fessura
E = Le dimensioni del provino non sono conformi alle dimensioni richieste dalla normativa UNI EN 12390-1
F = Il contrassegno riportato sul campione non corrisponde a quanto dichiarato nell'allegato A



Il Responsabile Tecnico
Antonio Cocco

4.3.1 Calcestruzzo pilastri

Si riportano gli esiti delle prove di compressione su carote in cls e relativa interpretazione:

Elementi strutturali **PILASTRI_L0-P1_Palestra - Secondo appalto**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	41.93
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	0.83
	l [mm]	96
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**f_{cm} [Mpa]**	**41.12**

Elementi strutturali **PILASTRI_L0-P1_Palestra - Primo appalto**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	30.40
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	1.00
	l [mm]	189
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**f_{cm} [Mpa]**	**35.83**

Elementi strutturali **PILASTRI_L0-P2_Palestra - Primo appalto**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	31.27
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	0.99
	l [mm]	185
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**f_{cm} [Mpa]**	**36.59**

Elementi strutturali **PILASTRI_L0-P3_Palestra - Primo appalto**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	30.55
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	0.83
	l [mm]	96
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**fcm [Mpa]**	**29.96**

Elementi strutturali **PILASTRI_L0-P2_Spogliatoi e servizi - Secondo appalto**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	47.70
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	0.84
	l [mm]	97
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**fcm [Mpa]**	**46.88**

Elementi strutturali **PILASTRI_L0-P4_Spogliatoi e servizi - Primo appalto**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	26.08
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	1.00
	l [mm]	186
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**fcm [Mpa]**	**30.57**

NOTE:

$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_d$

$F_{l/d}$: correzione per snellezza del provino, pari a: $0.83 + (1 - 0.83)\ (l / D - 1)$

F_d : correzione per il disturbo, pari a $1 / 0.85$.

Dall'interpretazione dei risultati sopra riportata, emergono i seguenti valori medi delle resistenze:

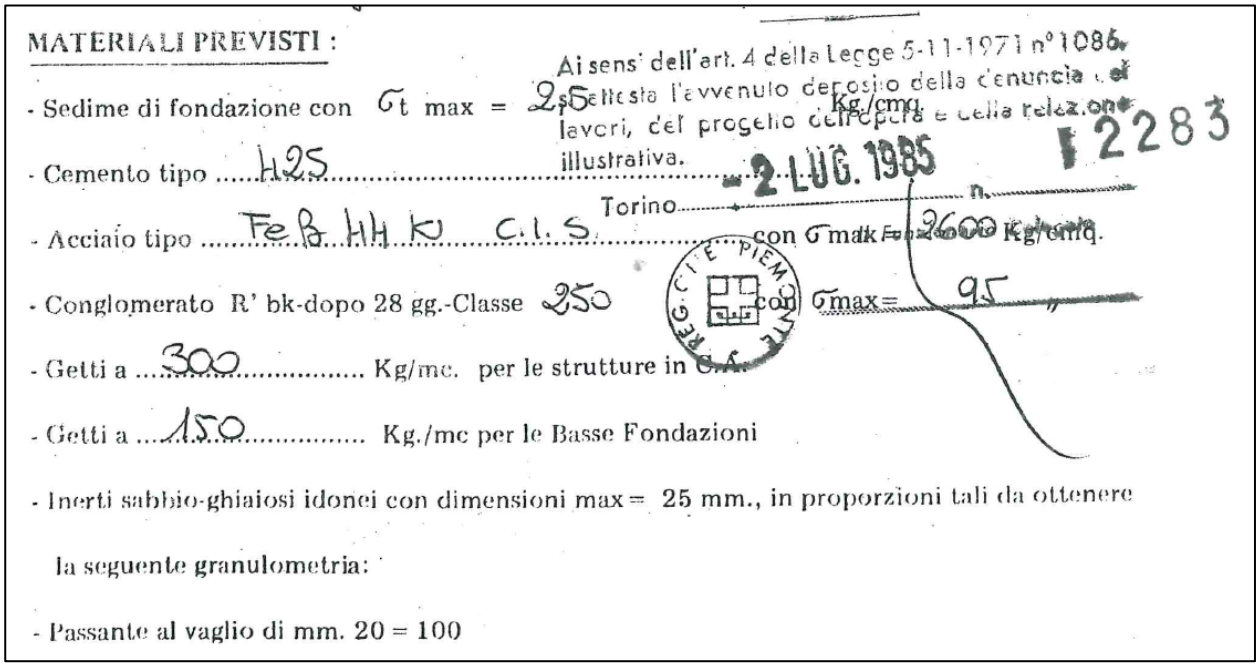
- CLS Pilastri Palestra f_{cm} = 35.88 MPa
- CLS Pilastri Spogliatoi e servizi f_{cm} = 38.73 MPa

CLS PILASTRI PALESTRA - INTERPRETAZIONE RISULTATI		
PILASTRI_L0-P1_Palestra - Secondo appalto	41.12	MPa
PILASTRI_L0-P1_Palestra - Primo appalto	35.83	MPa
PILASTRI_L0-P2_Palestra - Primo appalto	36.59	MPa
PILASTRI_L0-P3_Palestra - Primo appalto	29.96	MPa
VALORE MEDIO	**35.88**	**MPa**

CLS PILASTRI SPOGLIATOI E SERVIZI - INTERPRETAZIONE RISULTATI		
PILASTRI_L0-P2_Spogliatoi e servizi - Secondo appalto	46.88	MPa
PILASTRI_L0-P4_Spogliatoi e servizi - Primo appalto	30.57	MPa
VALORE MEDIO	**38.73**	**MPa**

Dall'analisi degli elaborati progettuali si evince che i materiali prescritti a progetto sono i seguenti:

- CLS Pilastri Palestra R'_{bk} = 25.00 MPa
- CLS Pilastri Spogliatoi e servizi R'_{bk} = 25.00 MPa



MATERIALI PREVISTI :

Ai sens' dell'art. 4 della Legge 5-11-1971 n° 1086.

- Sedime di fondazione con σt max = 2,5 Kg/cmq. Si attesta l'avvenuto deposito della denuncia dei lavori, del progetto dell'opera e della relaz.ne illustrativa. - 2 LUG. 1985 n. 12283
- Cemento tipo ..... 425 ..... Torino
- Acciaio tipo ..... Fe B 44 K C.A.S. ..... con σ mak = 2600 Kg/cmq.
- Conglomerato R' bk-dopo 28 gg.-Classe 250 con σmax = 95
- Getti a ..... 300 ..... Kg/mc. per le strutture in C.A.
- Getti a ..... 150 ..... Kg./mc per le Basse Fondazioni
- Inerti sabbio-ghiaiosi idonei con dimensioni max = 25 mm., in proporzioni tali da ottenere la seguente granulometria:
- Passante al vaglio di mm. 20 = 100

Rispetto ai valori di progetto, si nota come i risultati delle analisi riportano valori superiori sulle resistenze dei materiali.

Lo scrivente adotterà dunque, a favore di sicurezza, non il valore medio delle prove, ma bensì farà riferimento al valore minimo di f_{cm} = 29.96 MPa, approssimando lo stesso al valore f_{cm} = 30.00 MPa.

Dagli elaborati di progetto si evince che il calcestruzzo adottato per i pilastri della palestra sia il medesimo di quello adottato per i pilastri del locale spogliatoi e servizi.

Premesso tutto quanto sopra si adotteranno i seguenti valori medi:

- CLS Pilastri Palestra f_{cm} = 30.00 MPa
- CLS Pilastri Spogliatoi e servizi f_{cm} = 30.00 MPa

Il valore che si adotterà è perfettamente in linea con quanto dichiarato a progetto, infatti volendo confrontare un valore caratteristico (da progetto) con un valore medio (come da prassi su esistente), si otterrebbe:

R'_{bk} = 25.00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = R'_{bk}*0.83$ = 20.75 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck}$ +8 = 28.75 MPa	Resistenza cilindrica media corrispondente ad un cls R'_{bk} = 25.00

Si conferma pertanto l'adozione del valore f_{cm} = 30.00 MPa sopra dichiarato.

4.3.2 Calcestruzzo travi

Si riportano gli esiti delle prove di compressione su carote in cls e relativa interpretazione:

Elementi strutturali **TRAVI DI BORDO_L0-T1_Palestra - Secondo appalto**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	37.03
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	0.84
	l [mm]	97
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**f_{cm} [Mpa]**	**36.40**

Elementi strutturali **TRAVI DI BORDO_L0-T4_Palestra - Secondo appalto**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	21.18
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	0.84
	l [mm]	97
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**f_{cm} [Mpa]**	**20.82**

Elementi strutturali **TRAVI_L0-T5_Spogliatoi e servizi - Secondo appalto**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	14.84
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	0.83
	l [mm]	95
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**f_{cm} [Mpa]**	**14.52**

CLS TRAVI IN OPERA - INTERPRETAZIONE RISULTATI		
TRAVI_L0-T1_Palestra - Secondo appalto	36.40	MPa
TRAVI_L0-T4_Palestra - Secondo appalto	20.82	MPa
TRAVI_L0-T5_Spogliatoi e servizi - Secondo appalto	14.52	MPa
VALORE MEDIO	**23.91**	**MPa**

La media dei valori delle prove distruttive effettuate, ha fornito valori di resistenza inferiori rispetto a quelli dichiarati a progetto ed in precedenza riportati; dunque, premesso tutto quanto sopra si adotterà a favore di sicurezza il seguente valore:

- CLS Travi in opera f_{cm} = 23.91 MPa

Per quanto riguarda invece le travi prefabbricate, i valori delle prove SonReb effettuate hanno confermato i valori di progetto.

e) Prescrizioni

Calcestruzzo RbK	=	450 Kg/cmq.
Acciaio FeB 32K	=	1600 Kg/cmq.
Acciaio FeB 44K	=	2200 Kg/cmq.
trefolo stabilizzato RAK	=	19000 Kg/cmq.

4.3.3 Calcestruzzo fondazioni

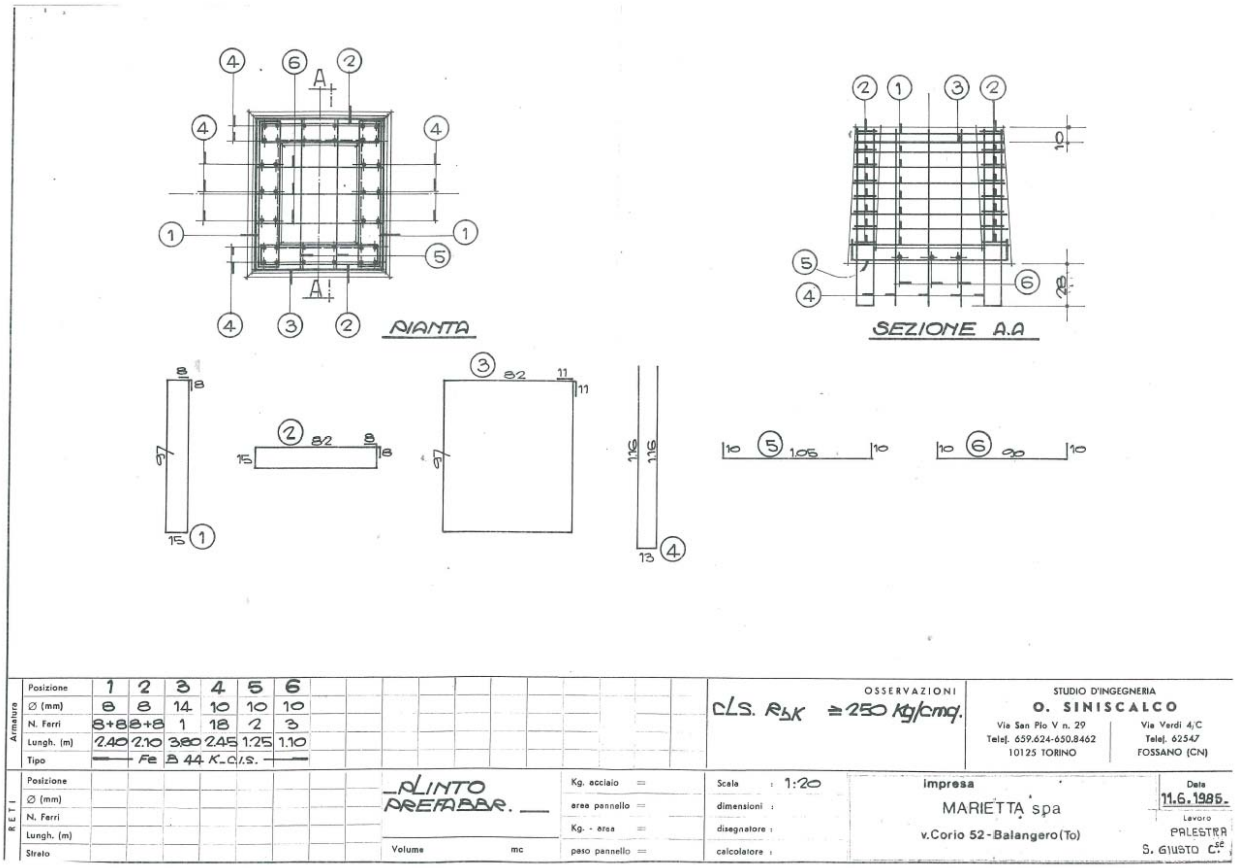
Si riportano gli esiti delle prove di compressione su carote in cls e relativa interpretazione:

Elementi strutturali **FONDAZIONI_I1-F1_Palestra**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	53.75
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	0.83
	l [mm]	96
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**f_{cm} [Mpa]**	**52.71**

Elementi strutturali **FONDAZIONI_I1-F2_Spogliatoi e servizi**		
Resistenza scaturita dalla prova a compressione	**fcore [MPa]**	52.60
Correzione per snellezza	**F l/d [-]**	0.84
	l [mm]	97
	d[mm]	94
Correzione per il disturbo	**Fd [-]**	1.18
Resistenza a compressione cls	**f_{cm} [Mpa]**	**51.70**

CLS FONDAZIONI - INTERPRETAZIONE RISULTATI		
FONDAZIONI_I1-F1_Palestra	52.71	MPa
FONDAZIONI_I1-F2_Spogliatoi e servizi	51.70	MPa
VALORE MEDIO	**52.21**	**MPa**

Come si evince dagli stralci progettuali sotto riportati, i valori ottenuti dalle prove, sono decisamente maggiori di quelli previsti a progetto:



R'_{bk} = 25.00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = R'_{bk} * 0.83$ = 20.75 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 28.75 MPa	Resistenza cilindrica media corrispondente ad un cls R'_{bk} = 25.00

Si adotterà pertanto nei calcoli, in via cautelativa, il seguente valore:

f_{cm} = 28.75 MPa

4.3.4 Acciaio da c.a.

Per la caratterizzazione dell'acciaio da c.a. adottato nelle strutture, si fa riferimento a:

- Progetto originario
- Prove distruttive - Trazione su spezzoni in c.a.
- Prove non distruttive - Microdurometro

Dagli elaborati di progetto risulta la seguente classe per acciaio ordinario:

- Feb44k

A questa classe sono associate le seguenti caratteristiche meccaniche:

- f_{yk} = 430 MPa Tensione caratteristica di snervamento
- f_{tk} = 540 MPa Tensione di rottura

Si riportano degli stralci dei report di laboratorio sulle prove distruttive effettuate:

Prove di trazione

campione	Ø nominale	Lung.	Massa	Sezione	Snervamento fy		Rottura ft		Allung. Agt
	mm	mm	g	mm^2	kN	Mpa	kN	Mpa	%
A1	14	402	494	156.54	69.50	444	101.60	649	15.5
B1	14	403	494	156.15	70.78	453	103.50	663	15.5
C1	10	407	243	76.06	32.34	425	47.50	625	12.6
D1	12	405	353	111.03	51.58	465	79.70	718	10.2
E1	14	407	491	153.68	69.66	453	103.30	672	13.7
F1	16	405	636	200.05	88.73	444	131.00	655	14.9

I valori ottenuti hanno confermato la classe di acciaio dichiarata in sede progettuale.

Si adotterà dunque Acciaio Feb44k.

5. GEOTECNICA

5.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica del terreno ospitante le strutture in oggetto, si fa riferimento alla Relazione avente ad oggetto: *"INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA RELATIVA AL MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALESTRA IN SAN GIUSTO C.SE"* redatta dalla Dr.ssa Geol. Manuela Pallozzi e datata Marzo 2020.

Lo studio della Dr.ssa Pallozzi è stato redatto nello specifico, quale ulteriore elemento di supporto alla presente attività di progettazione ed interessa dunque esattamente le aree sulle quali insistono i fabbricati in esame.

La relazione della Dr.ssa Pallozzi è riportata nel presente elenco elaborati di progetto con codice:

045_19-PE-A02-02-RG-0 – Relazione Geologica-Geotecnica.

Le misure dirette effettuate dalla Dr.ssa Pallozzi sul terreno oggetto di indagine, sono state 3 prove penetrometriche con penetrometro dinamico TG 63-100 EMLC, e data la particolarità dei terreni, non hanno permesso un approfondimento superiore ai 2 metri, la restante stratigrafia è stata ricostruita sulla base di pozzi precedentemente effettuati e che hanno confermato quanto elaborato dalla Dr.ssa Pallozzi. Si riporta direttamente la tabella riassuntiva delle principali caratteristiche meccaniche dei terreni; come riportato all'interno della Relazione di cui sopra, la seconda stratigrafia è estendibile fino alla profondità di 14.50m.

TABELLA parametri geotecnici del terreno M1 - M2

Litologia	Prof. m	Coefficiente parziale M1			Coefficiente parziale M2		
		ϕ'_d	c'_d (kPa)	γ_d (kN/m^3)	ϕ'_d	c'_d (kPa)	γ_d (kN/m^3)
Terreno agrario	0.0-0.6/1.0	21.8	0	15.5	17.7	0	15.5
Ghiaie grossolane in matrice fine	0.6/1.0-1.8	32.3	0	17.1	26.8	0	17.1

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione specialistica.

5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Allo scopo di caratterizzare i terreni ai fini sismici, si riporta un passaggio dello studio della Dr.ssa Pallozzi:

"…Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azione sismiche di progetto (punto 3.2.2 D.M. 17/01/2018), la categorizzazione sismica del sottosuolo definita con il metodo M.A.S.W. identifica la classe categoriale B come quella di appartenenza così come definito dalla normativa:

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360÷800 m/s. Per quanto riguarda le condizioni topografiche del sito i terreni su cui sorge la palestra ricadono nella categoria T1…"

Lo studio della Dr.ssa Pallozzi fa riferimento allo studio precedentemente redatto dal Dott. Geol. Marco Crippa nel Giugno 2019; tale studio viene riportato quale Allegato alla Relazione facente parte del presente elenco elaborati di progetto con codice:

045_19-PE-A02-03-RM-0 - Esiti delle indagini sui materiali

Il Dottor Crippa suggeriva nel proprio studio l'adozione in via cautelativa, di una Categoria di Sottosuolo di tipo C, essendo i valori di velocità media delle onde S, ottenuti con prova M.A.S.W. ricadenti in Classe B, ma molto vicini al limite con la Classe C.

Si riporta uno stralcio dello studio del Dottor Crippa dal quale si evince quanto sopra:

"…La categorizzazione sismica del sottosuolo definita con il metodo M.A.S.W. identifica la classe categoriale B come quella di appartenenza così come definito dalla normativa. In virtù del valore di velocità individuato (373 m/sec), prossimo con la classe categoriale superiore (limite categoriale 360 m/sec) si consiglia di valutare, in via cautelativa, l'adozione della classe categoriale superiore, ovvero la classe categoriale C…"

TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	.4	113	.0038	113	21
.4	1.4	214	.0046	168	78
1.4	3.5	349	.006	243	225
3.5	7.4	288	.0134	265	149
7.4	12.6	377	.014	302	267
12.6	25.9	455	.0291	365	404
25.9	43.4	436	.0402	391	368

VALORE CALCOLATO VS EQ. = 373 m/s

LEGENDA

- Curva di dispersione misurata
- Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpascal)
- VsX

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula D=1.5 + Vs/1000

Sulla base di queste considerazioni, anche la Società Tecnoindagini S.r.l. che ha effettuato lo Studio relativo alla Valutazione della Sicurezza Sismica delle strutture in esame, ha in via cautelativa adottato una Categoria di Sottosuolo C.

Premesso tutto quanto sopra, lo Scrivente, in linea con lo studio in precedenza effettuato dalla Società Tecnoindagini S.r.l., concorda con la scelta da questi effettuata e pertanto, per la redazione del presente Progetto Esecutivo ha adottato i seguenti parametri geotecnici ai fini sismici:

Si classifica pertanto il terreno come:

- Categoria di sottosuolo **C**
- Categoria topografica **T1**

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

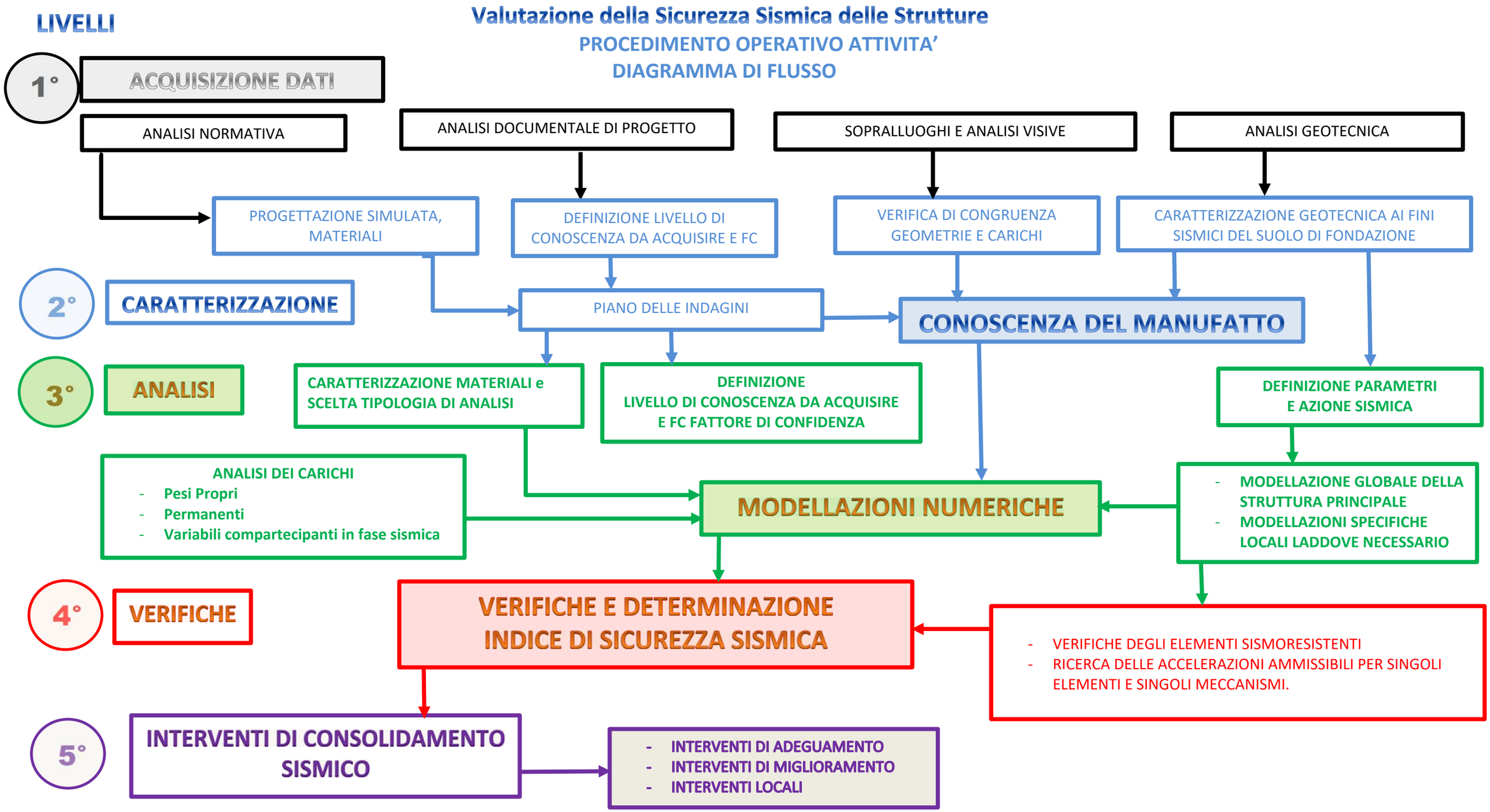
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

6.1 FLUSSO OPERATIVO



6.2 INDICE DI SICUREZZA SISMICA

In ottemperanza a quanto previsto dalle NTC 2018 al capitolo 8 "COSTRUZIONI ESISTENTI", l'obbiettivo della presente valutazione tecnica è la determinazione del grado di sicurezza dei fabbricati nei confronti dell'azione sismica prevista per il sito in oggetto mediante una probabilità definita

INDICE DI SICUREZZA SISMICA "ζ_e"

Rapporto percentuale tra le accelerazioni che l'edificio, nel suo stato attuale, è in grado di sopportare, e quelle previste dalle norme tecniche.

La valutazione della sicurezza dei fabbricati farà riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV. La Normativa riporta inoltre:

"…Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso…"

Sarà pertanto riportato un confronto tra l'Indice di Sicurezza valutato nella situazione di Pre-intervento e quello ottenuto a seguito degli interventi previsti nel presente progetto.

6.3 PARAMETRI DI BASE

Parametri di calcolo generali per fabbricati in Classe d'Uso III

Vita nominale	VN ≥ 50 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso	Cu = 1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica	VR = VN * Cu = 75 anni
Categoria di sottosuolo	Categoria C
Categoria topografica	T1

La "Pericolosità sismica" viene definita dai seguenti parametri:

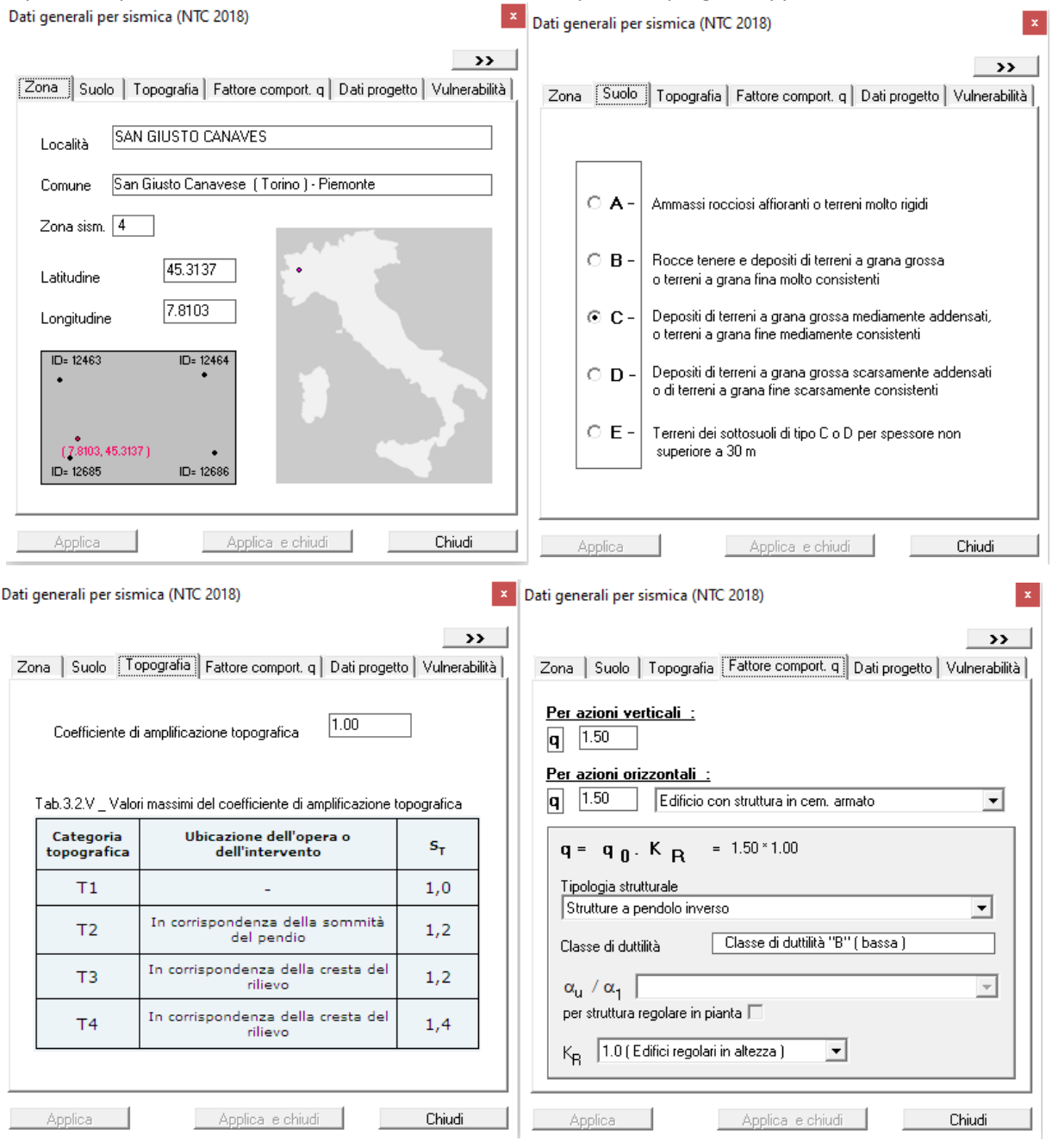
ag (g)	accelerazione orizzontale max attesa
Se (T)	Spettro di risposta elastico
PVR	Probabilità di eccedenza
VR	Periodo di riferimento
F0	valore max del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T^*_C (s)	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

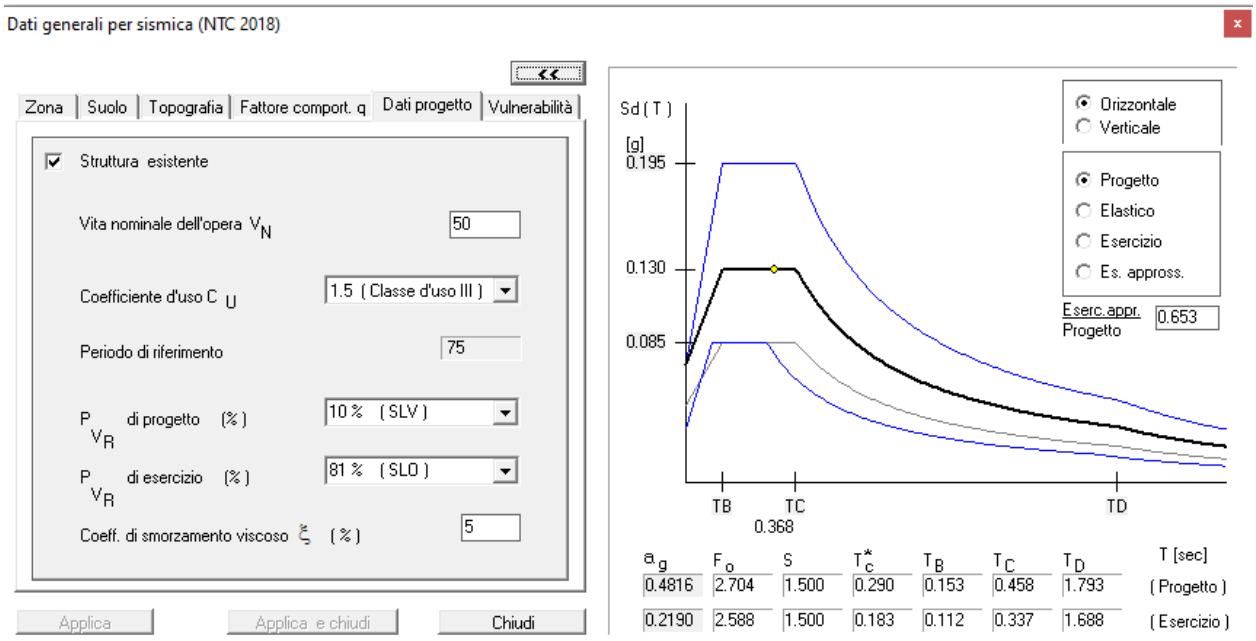
Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso* C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

6.4 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Si riportano i parametri adottati nella determinazione dello spettro di progetto applicato.




Dati generali per sismica (NTC 2018)
Zona
Suolo
Topografia
Fattore comport. q
Dati progetto
Vulnerabilità
Struttura esistente
Vita nominale dell'opera V_N
50
Coefficiente d'uso C_U
1.5 (Classe d'uso III)
Periodo di riferimento
75
P_{V_R} di progetto (%)
10 % (SLV)
P_{V_R} di esercizio (%)
81 % (SLO)
Coeff. di smorzamento viscoso ξ (%)
5
Applica
Applica e chiudi
Chiudi
Sd (T)
[g]
0.195
0.130
0.085
TB
TC
0.368
TD
Orizzontale
Verticale
Progetto
Elastico
Esercizio
Es. appross.
Eserc.appr.
Progetto
0.653
a_g F_o S T_C^* T_B T_C T_D T [sec]
0.4816 2.704 1.500 0.290 0.153 0.458 1.793 (Progetto)
0.2190 2.588 1.500 0.183 0.112 0.337 1.688 (Esercizio)

6.5 METODOLOGIA DI CALCOLO

Il calcolo delle strutture è eseguito secondo le norme vigenti effettuando i seguenti passaggi:

- Analisi dei carichi
- Analisi delle sollecitazioni
- Verifica con metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

I calcoli sono effettuati mediante codice di calcolo di comprovata efficacia e fogli elettronici opportunamente predisposti secondo le tradizionali teorie di Scienza delle Costruzioni e nel rispetto delle norme vigenti.

6.5.1 Classificazione delle azioni

In accordo con il punto 2.5.1.3 delle NTC 2018 si definiscono, relativamente alle opere in oggetto:

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali**.**

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili secondarie

E = azioni derivanti dal sisma

6.5.2 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni di carico adoperate con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi sono, relativamente alle opere in oggetto, con Ed = azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche:

Stati Limite Ultimi STATICI **COMBINAZIONE FONDAMENTALE**

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i=2}^{n} (\gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Stati Limite Ultimi SISMICI

$$E_d = E + G_1 + G_2 + \sum_j (\Psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$ **con parametri SLV**

(nella fattispecie opera ordinaria in classe d'uso II)

Gli effetti dell'azione sismica E sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \sum_j (\Psi_{2j} \cdot Q_{kj})$

I precedenti coefficienti parziali di sicurezza (γ) e quelli di compartecipazione (ψ) sono dati dai seguenti prospetti:

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[(1)]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

6.6 PRINCIPI E TIPOLOGIA DI ANALISI SISMICA

Poiché si adotteranno Analisi di tipo "Elastiche Lineari", per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo per i materiali (4.1.1.1 NTC 2018):

- Sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo cls (nel caso di c.a.)
- relazioni tensione - deformazioni lineari
- valori medi del modulo di elasticità (non fessurato)
- tutti gli elementi strutturali vengono considerati, dal punto di vista dei meccanismi di rottura, come "FRAGILI".

L'Analisi che verrà adottata per la determinazione delle sollecitazioni all'interno degli elementi strutturali è la "**Dinamica Modale Lineare con fattore q**" (7.3.3.1 NTC 2018). Tale analisi è dettagliatamente regolamentata al paragrafo C7.3.3.1 delle Istruzioni alla NTC 2018, e prevede una prima modalità utilizzando uno spettro di risposta elastico normato al 3.2.3 delle NTC, alla quale segue una seconda modalità che fa riferimento ad uno spettro di progetto (sempre normato al 3.2.3 delle NTC 2018), ricavato da quello elastico riducendone le ordinate con l'uso del **fattore di comportamento q**.

Al fine di considerare gli effetti delle eccentricità accidentali del centro delle masse (non regolarità delle masse di inerzia in fase sismica) vengono inoltre considerati i momenti torcenti aggiuntivi, combinati linearmente con le condizioni che descrivono gli autovettori generati in analisi dinamica.

L'analisi lineare dinamica, avviene in tre passi fondamentali:

- Determinazione dei modi di vibrare "naturali" della struttura (Analisi modale);
- Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare per valutare la risposta complessiva.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della struttura, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di forzante, e sono caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione T e da un fattore di smorzamento convenzionale ξ e nonché da una forma.

Qualunque configurazione deformata di una struttura può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare; in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della configurazione deformata.

La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento ad esso associate, da cui dipendono, unitamente alla corrispondente amplificazione, gli effetti che il singolo modo è in grado di descrivere.

Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione, associati a ciascun modo di vibrare.

Tuttavia, poiché durante il terremoto, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra loro mediante semplice somma, ma con specifiche regole di natura probabilistica che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Tali regole di natura probabilistica sono la CQC (Complete Quadratic Combination) e la più semplice SRSS (Square Root of Sum of Squares).

6.7 EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

Si valutano anche gli effetti delle non linearità geometriche, procedendo come indicato nel D.M. 17/01/2018, di cui si riporta un estratto:

Effetti delle non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h} \qquad [7.3.3]$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo *SLV*, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a 1/(1–θ), quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

7. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI

7.1 DESTINAZIONE D'USO

Per i Fabbricati in oggetto risultano le seguenti destinazioni d'uso:

- Palestra
- Spogliatoi e Servizi

7.2 CLASSIFICAZIONE DELL'EDIFICIO

I manufatti oggetto del presente documento sono stati classificati come **Fabbricati Rilevanti di Classe III**, secondo quanto previsto dal D.M. 17/1/2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni". In particolare, essendo parte del complesso scolastico comunale, si associa la medesima classificazione che si adotterebbe nella valutazione della scuola stessa.

A tal proposito, la Circolare Esplicativa al §C2.4.2 indica:

"…A titolo di esempio, in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative…".

7.3 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Fig. 47 – Vista nord-ovest – Palestra e spogliatoi



Figura 48 – Vista nord – Tettoia e Palestra



Figura 49 – Vista nord - Palestra



Figura 50 – Vista Ovest - Spogliatoi



Figura 51 – Tettoia vista nord



Fig. 52 – Vista nord – Palestra e spogliatoi

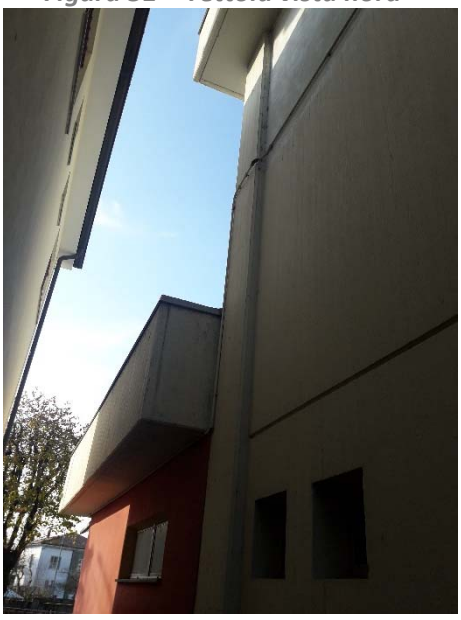


Figura 53 – Vista sud - Spogliatoi e palestra

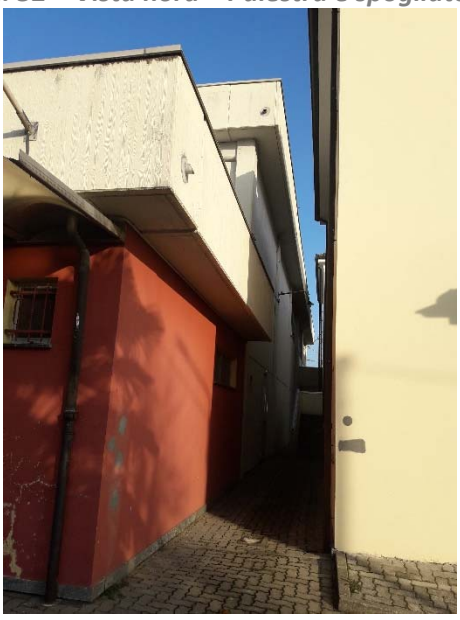


Figura 54 – Vista sud-ovest



Figura 55 – Interno palestra



Figura 56 – Interno palestra



Figura 57 – Interno palestra



Figura 58 – Interno palestra



Figura 59 – Interno palestra



Figura 60 – Interno palestra



Figura 61 – Interno spogliatoi



Figura 62 – Interno spogliatoi



Figura 63 – Interno spogliatoi



Figura 64 – Interno spogliatoi

7.4 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Le strutture oggetto del presente Progetto di Adeguamento sismico sono:

- Palestra
- Locali spogliatoi e servizi.

Le due strutture risultano essere tra loro indipendenti, così come si evince dalla Campagna indagini effettuata, motivazione per cui vengono modellate separatamente.

Il giunto presente tra loro risulta tuttavia non sufficiente ad evitare fenomeni di "martellamento" tra le due in fase sismica; per tali motivazioni, tra gli interventi previsti, si provvederà ad ampliare il giunto stesso, così da evitare fenomeni di interazione dinamica tra le strutture.

7.4.1 Palestra

La palestra presenta impronta in pianta pari a 34.10 m x 16.10 m.

La struttura presenta un piano interrato accessibile per sola manutenzione e si eleva monopiano fuori terra per un'altezza complessiva fuori terra pari a circa 9.10 metri.

Lo schema strutturale è costituito da n°6 allineamenti trasversali posti ad interasse di circa 675 cm, di cui 4 centrali a campata unica, mentre nei due perimetrali, la trave è in appoggio sul pilastro centrale.

Le fondazioni sono del tipo a plinto isolato a bicchiere e sono inoltre presenti delle travi porta muro perimetrali, nonché delle travi centrali a sostegno del solaio di piano terreno.

I pilastri in n°14, sono in c.a. e hanno dimensioni 60x44 cm; superiormente presentano una forcella atta ad ospitare la trave in semplice appoggio su di essa.

Le travi centrali, a doppia pendenza sono in c.a.p. e su di esse poggiano i tegoli di copertura.

Le travi appartenenti ai campi perimetrali sono invece in c.a. gettato in opera di dimensioni 40x45 cm, con uno schema di trave su due campate, essendo presente un pilastro centrale.

I tamponamenti sono costituiti da pannellature in c.a. incastrate all'interno dei pilastri con un gioco maschio-femmina; essi interferiscono dunque con il comportamento della struttura in fase sismica.

I tamponamenti non si elevano a tutt'altezza per la maggior parte dei campi, essendo presenti finestrature al di sopra; l'irregolarità nella distribuzione dei pannelli e nella loro differente altezza tra i diversi campi, comporta una distribuzione irregolare delle rigidezze, nonché un possibile effetto pilastro-tozzo, fenomeni decisamente non favorevoli in fase dinamica.

Si riportano degli estratti della campagna indagini utili a comprendere meglio le strutture:



Fig. 65 – Palestra - Plinti

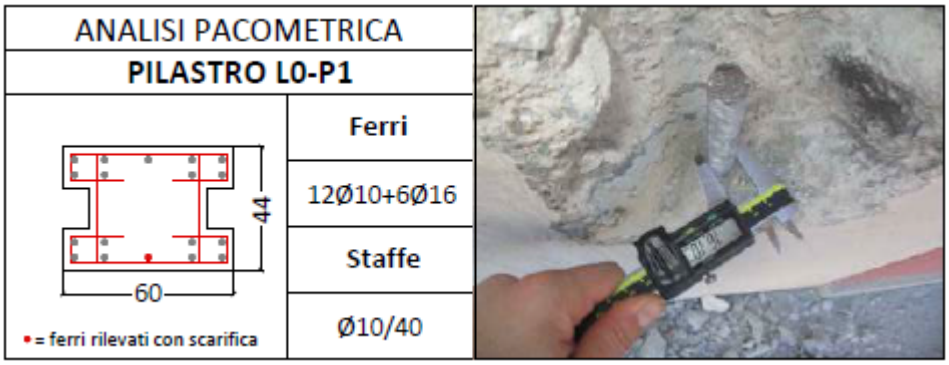


Fig. 66 – Palestra - Pilastri

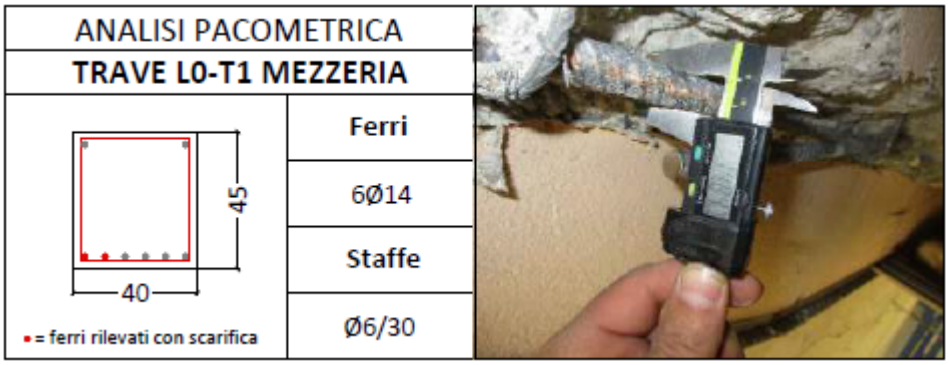


Fig. 67 – Palestra – Travi perimetrali

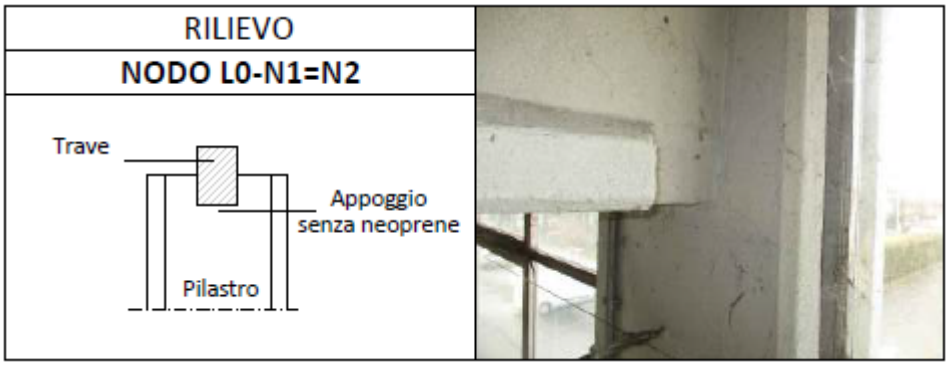


Fig. 68 – Palestra – Appoggio travi

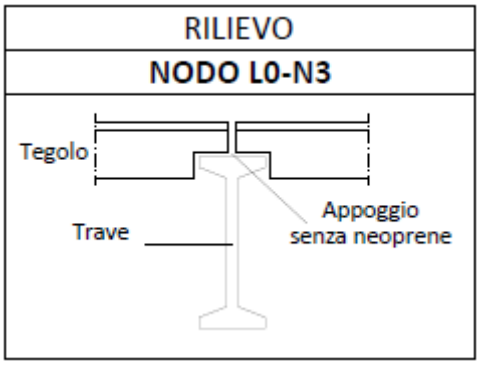


Fig. 69 – Palestra – Appoggio tegoli su travi

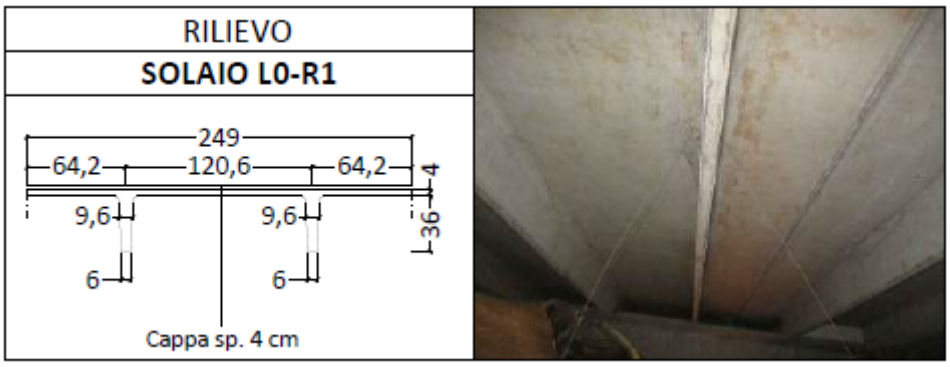


Fig. 70 – Palestra – Tegoli piano terra

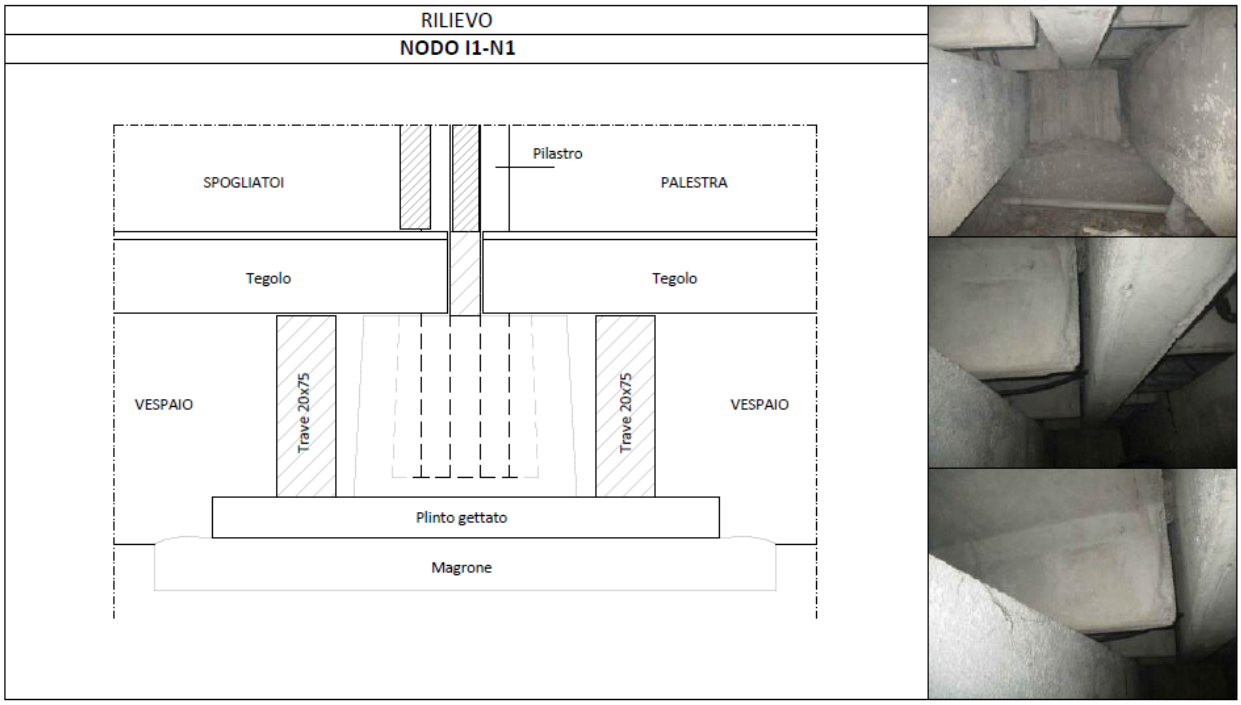


Fig. 71 – Dettaglio allineamento tra palestra e spogliatoi

7.4.2 Spogliatoi e servizi

I locali spogliatoi e servizi sono stati realizzati contemporaneamente alla palestra ed in aderenza ad essa, pur mantenendo indipendente la propria struttura; la sua impronta in pianta è pari a 16.10 m x 7.00 m circa.

La struttura presenta un piano interrato accessibile per sola manutenzione, posto allo stesso livello di quello della palestra e si eleva monopiano fuori terra per un'altezza complessiva fuori terra pari a circa 4.70 metri.

La copertura, realizzata in solai tipo predalles, presenta campata unica.

Sul lato esterno l'allineamento è costituito da 5 pilastri in c.a. in opera di dimensioni 40x25 cm, sui quali poggiano travi in c.a. in opera di dimensioni 20x55 cm, mentre lato palestra è presente un pannello prefabbricato da 15 cm non pieno, sul quale il solaio è in appoggio.

Le fondazioni sono costituite da plinti isolati, sono inoltre presenti travi portamuro considerate non collaboranti ai fini della ripartizione delle pressioni; i tamponamenti sono in laterizio.

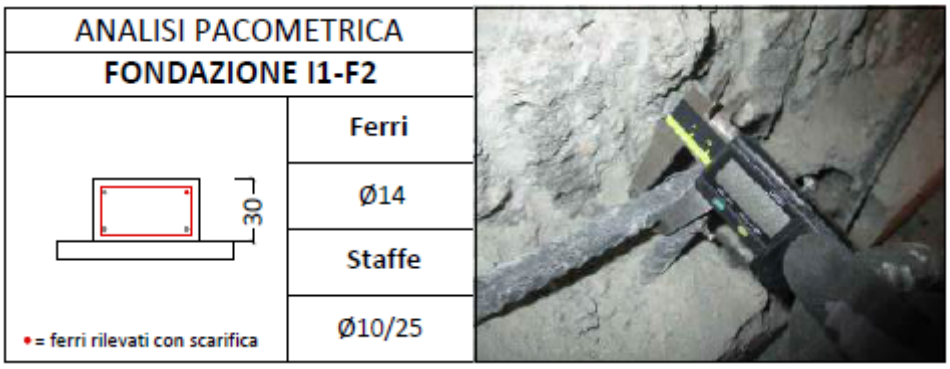


Fig. 72 – Spogliatoi e servizi - Fondazioni

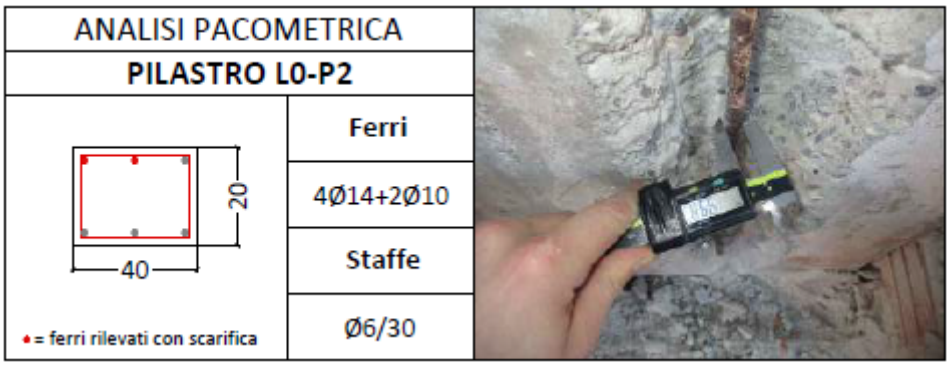


Fig. 73 – Spogliatoi e servizi - Pilastri



Fig. 74 – Spogliatoi e servizi - Travi

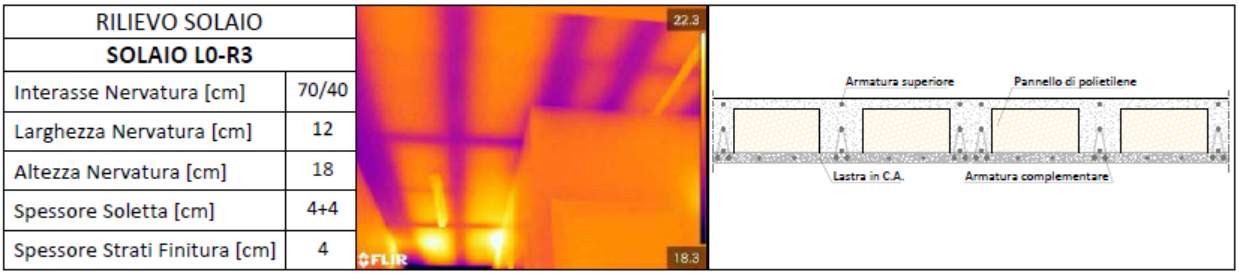


Fig. 75 – Spogliatoi e servizi - Solaio

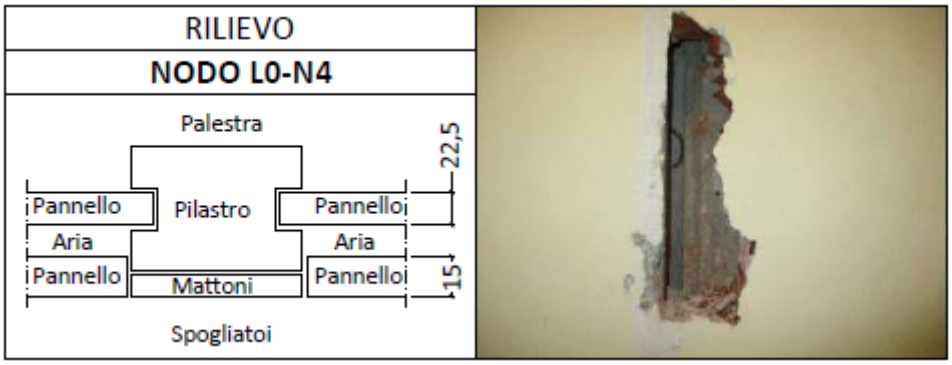


Fig. 76 – Dettaglio allineamento tra palestra e spogliatoi

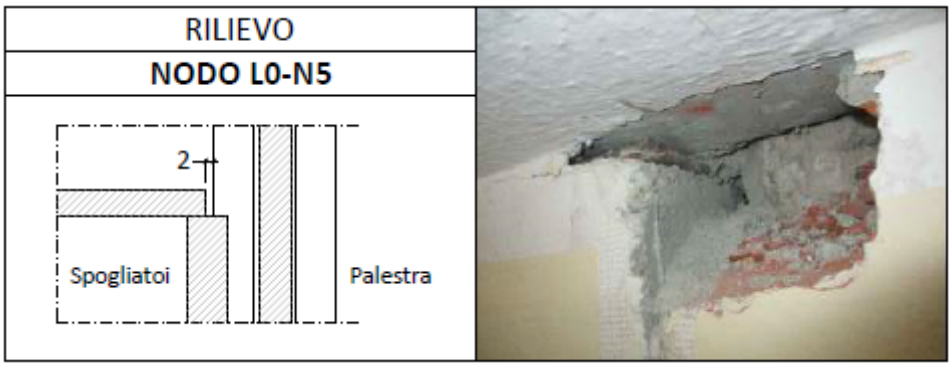


Fig. 77 – Dettaglio allineamento tra palestra e spogliatoi

8. MATERIALI

Per valutare la sicurezza di una costruzione esistente la normativa descrive in maniera dettagliata le operazioni da compiere per delineare lo stato di conoscenza attraverso parametri sintetici legati alla modellazione e alle verifiche di sicurezza da effettuare.

Sulla base delle informazioni ricavate per la struttura è possibile definire un "livello di conoscenza" (LC) e associarvi un "fattore di confidenza" (FC) da utilizzare come un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza.

La normativa italiana definisce tre livelli di conoscenza contrassegnati dai simboli LC1, LC2, LC3.

La normativa vigente (Circolare Esplicativa n. 7 del 2019), ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi strutturali, recita:

- *"…Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al § 8.5.3, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto…".*
- *"…Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto…".*
- *"…Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà di calcolo come per le nuove costruzioni…"*

A favore di sicurezza, nella verifica delle strutture esistenti, i meccanismi duttili saranno trattati come i meccanismi fragili, le resistenze medie dei materiali saranno pertanto divise sia per il Fattore di Confidenza, sia per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali.

8.1 STRUTTURE ESISTENTI

8.1.1 Livello di conoscenza

La presente valutazione del rischio sismico ha, come punto di partenza, la determinazione del più opportuno livello di conoscenza così come definito dalle NTC 2018. Tale giudizio tiene conto della documentazione disponibile agli atti e delle prove effettuate in-situ con la campagna di indagini.

La campagna di indagini è stata impostata per raggiungere un **Livello di Conoscenza minimo LC2**.

(TABELLA C8.5.IV CIRCOLARE 7/2019 MIN. LL.PP. RIPORTATA DI SEGUITO).

Tabella C8.5.IV – *Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio*

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e ***indagini limitate*** in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e ***prove limitate*** in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini estese*** in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con ***prove limitate*** in situ; in alternativa da ***prove estese*** in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini esaustive*** in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con ***prove estese*** in situ; in alternativa da ***prove esaustive*** in situ	Tutti	1,00

8.1.2 Caratteristiche dei materiali

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti le strutture, si adotteranno i parametri desunti dalla campagna indagini e precedentemente riportati:

CALCESTRUZZO PILASTRI	**f_{cm} = 30.00 MPa**

Si adotteranno dunque i seguenti valori:

Resistenza cilindrica media del materiale	f_{cm} = 30.00 N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU del materiale	γ_c = 1.50
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc} = 1.00
Fattore di confidenza (LC2)	Fc = 1.20
Resistenza cilindrica di progetto del materiale	f_{cd} = 16.67 N/mm^2
Modulo Elastico non fessurato	E = 30 589 N/mm^2

CALCESTRUZZO TRAVI IN OPERA	**f_{cm} = 23.91 MPa**

Si adotteranno dunque i seguenti valori:

Resistenza cilindrica media del materiale	f_{cm} = 23.91 N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU del materiale	γ_c = 1.50
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc} = 1.00
Fattore di confidenza (LC2)	Fc = 1.20
Resistenza cilindrica di progetto del materiale	f_{cd} = 13.28 N/mm^2
Modulo Elastico non fessurato	E = 28 576 N/mm^2

CALCESTRUZZO FONDAZIONI	**f_{cm} = 28.75 MPa**

Si adotteranno dunque i seguenti valori:

Resistenza cilindrica media del materiale	f_{cm} = 28.75 N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU del materiale	γ_c = 1.50
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc} = 1.00
Fattore di confidenza (LC2)	Fc = 1.20
Resistenza cilindrica di progetto del materiale	f_{cd} = 15.97 N/mm^2
Modulo Elastico non fessurato	E = 30 200 N/mm^2

ACCIAIO DA C.A. ORDINARIO	**Feb44K**

Si adotteranno dunque i seguenti valori:

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 430 N/mm^2
Tensione di rottura	f_{tk} = 540 N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU del materiale	γ_c = 1.15
Fattore di confidenza (LC2)	Fc = 1.20
Tensione di progetto del materiale	f_{yd} = 311.59 N/mm^2
Modulo Elastico	E = 210 000 N/mm^2

8.2 STRUTTURE IN PROGETTO

STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA – Profili, piastre, armatura micropali **S275 (UNI 10025)**

Valore caratteristico a snervamento f_{yk} = 275 N/mm^2

Valore caratteristico a rottura f_{tk} = 430 N/mm^2

Tab. 4.2.I – *Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi*

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

BULLONI AD ALTA RESISTENZA/TASSELLI **Classe 8.8**

Valore caratteristico a snervamento f_{yb} = 640 N/mm^2

Valore caratteristico a rottura f_{tb} = 800 N/mm^2

CALCESTRUZZO AD USO STRUTTURALE	
(a prestazione UNI EN 206 e UNI 11104)	**C28/35**
Calcestruzzo tipo:	C28/35
Classe di esposizione:	XC1 (elevazioni)-XC2 (fondazioni)
Dimensione massima dell'aggregato:	20/25 mm
Copriferro:	3 cm (elevazioni)-4 cm (fondazioni)
Classe di consistenza:	S3/S4
Classe di contenuto in cloruri:	Cl 0.30 (0.3%)
f_{ck} = 29.05 N/mm^2	resistenza cilindrica
α_{cc} = 0.85	coeff. per resistenze di lunga durata
γ_c = 1.5	coeff. parziale di sicurezza
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ = 16.46 N/mm^2	resistenza di calcolo a compressione
f_{ctd} = 1.29 N/mm^2	resistenza di calcolo a trazione
ε_c = -3.5 x 1000	deformazione limite (compressione)
E = 32 588 N/mm^2	modulo elastico a breve termine

ACCIAIO LENTO PER C.A.O.	**B450C**
Valore caratteristico a snervamento	f_{yk} = 450 N/mm^2
Valore caratteristico a rottura	f_{tk} = 540 N/mm^2
Coeff. parziale di sicurezza	γ_s = 1.15
Resistenza di calcolo	f_{yd} = 391 N/mm^2
Deformazione limite	ε_s = 67.5 x 1000
Modulo elastico	E = 210 000 N/mm^2

9. ANALISI DEI CARICHI

Segue l'analisi dei carichi considerati nei modelli di calcolo.

I valori unitari caratteristici F_k adottati nel calcolo delle sollecitazioni delle differenti parti di struttura, ed applicati al modello di calcolo FEM in modo automatico (pesi propri elementi modellati) o mediante carichi su aste e/o su aree di carico, sono di seguito descritti.

Pesi Propri elementi strutturali – Gk1

Pesi Propri assegnati automaticamente dal programma di calcolo in funzione delle sezioni modellate oppure applicati su elementi o aree di carico quando relativi ad elementi non modellati per scelte di calcolo.

Pilastri palestra	5.88 kN/m
Travi centrali palestra (85.00 kN/15.45 m)	5.50 kN/m
Travi di bordo palestra (Sezione 0.40x0.45)	4.50 kN/m

Permanenti portati – Gk2

Tegoli di copertura, controsoffitti, finiture	2.00 kN/m^2
Solaio predalles locale spogliatoi	3.00 kN/m^2
Veletta perimetrale	8.00 kN/m
Timpani perimetrali su travi di bordo (sezione variabile)	25.00 kN/m^3
*Tamponamenti in fase sismica	3.00 kN/m^2

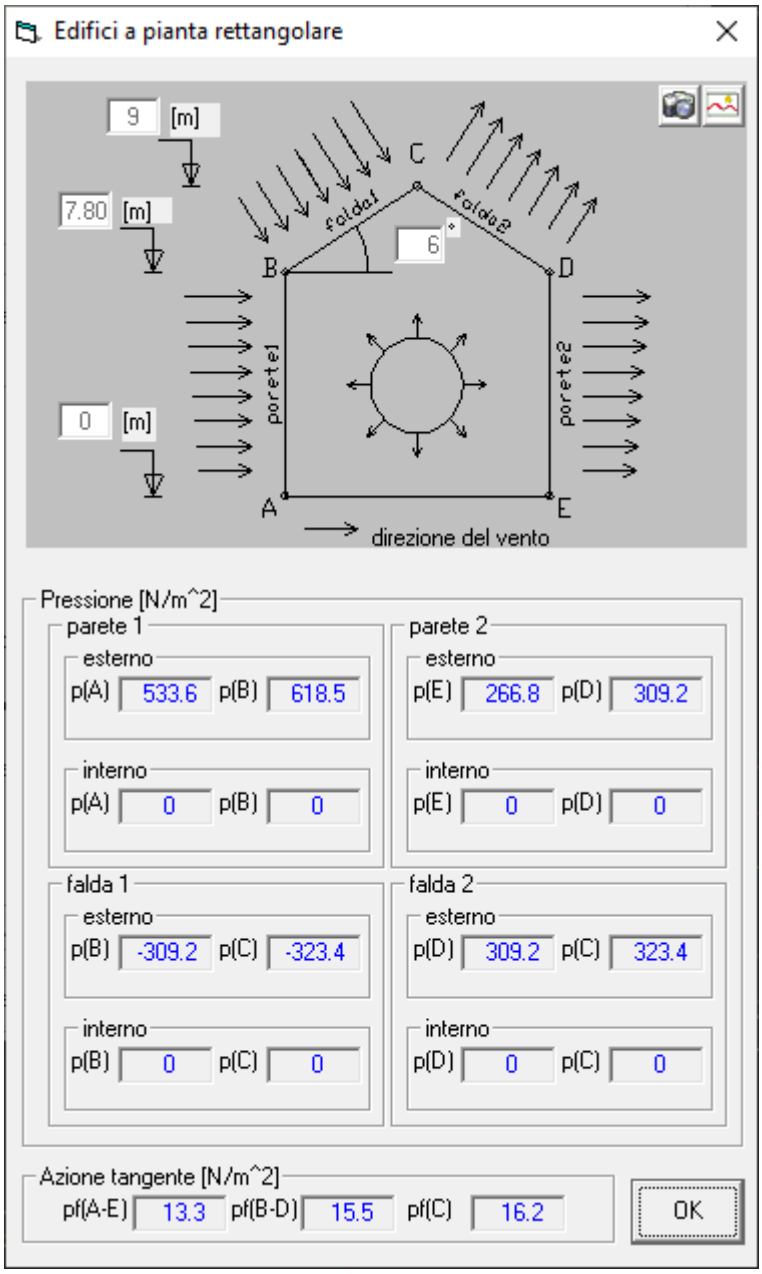
**NOTA: i tamponamenti scaricano verticalmente sulle travi portamuro perimetrali, ma tuttavia, dato il loro elevato grado di incastro sui pilastri, risulta fondamentale considerarne l'interazione con la struttura portante principale. Per tali motivazioni, come meglio dettagliato nel seguito, questi vengono modellati come elementi bielle in grado di influire sulla deformabilità del telaio, mentre in termini di masse partecipanti in fase sismica si adottano le seguenti ipotesi:*

- *Dato che i tamponamenti scaricano verticalmente sulle travi portamuro perimetrali, il loro carico verticale non viene ricombinato nelle combinazioni di carico sismiche, ma viene applicato al solo scopo di generare una tagliante;*
- *Si assume che in fase sismica, essendo i pannelli confinati sui 3 lati (pilastro destro, pilastro sinistro, trave portamuro) la forza derivante dal peso del pannello per l'accelerazione impressa, generi una tagliante che viene ripartita tra i tre elementi.*

Vento

Pareti sopravento 0.58 kN/m^2

Pareti sottovento 0.29 kN/m^2




```
VENTO                    lavoro : 045_02
Unità di misura :  m ; KN/mq ; m/s
Convenzione di segno:
(+) compressione
(-) decompressione

Zona 1
Altitudine: 264
```

Periodo di Ritorno [anni]: 50
Classe di rugosità del terreno:C
Distanza dalla costa [km]: 100
Categoria di esposizione del sito: 3
Tipologia di costruzione:Edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve

vref (velocità di riferimento) = 25.
qref (pressione cinetica di riferimento) = .3906
cd (coefficiente dinamico) = 1.
cf (coefficiente d' attrito) = .02

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.1 esterno		par.1 interno	
					cp	p(z)	cp	p(z)
1	A	0.	1.	1.7075	.8	.5336	0.	0.
2		.87	1.	1.7075	.8	.5336	0.	0.
3		1.73	1.	1.7075	.8	.5336	0.	0.
4		2.6	1.	1.7075	.8	.5336	0.	0.
5		3.47	1.	1.7075	.8	.5336	0.	0.
6		4.33	1.	1.7075	.8	.5336	0.	0.
7		5.2	1.	1.7308	.8	.5409	0.	0.
8		6.07	1.	1.8237	.8	.5699	0.	0.
9		6.93	1.	1.9056	.8	.5955	0.	0.
10	B	7.8	1.	1.9791	.8	.6185	0.	0.

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.2 esterno		par.2 interno	
					cp	p(z)	cp	p(z)
1	E	0.	1.	1.7075	-.4	-.2668	0.	0.
2		.87	1.	1.7075	-.4	-.2668	0.	0.
3		1.73	1.	1.7075	-.4	-.2668	0.	0.
4		2.6	1.	1.7075	-.4	-.2668	0.	0.
5		3.47	1.	1.7075	-.4	-.2668	0.	0.
6		4.33	1.	1.7075	-.4	-.2668	0.	0.
7		5.2	1.	1.7308	-.4	-.2704	0.	0.
8		6.07	1.	1.8237	-.4	-.285	0.	0.
9		6.93	1.	1.9056	-.4	-.2978	0.	0.
10	D	7.8	1.	1.9791	-.4	-.3092	0.	0.

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.1 esterno		fal.1 interno	
					cp	p(z)	cp	p(z)
10	B	7.8	0.	1.9791	-.4	-.3092	0.	0.
11		7.93	0.	1.9898	-.4	-.3109	0.	0.
12		8.07	0.	2.0003	-.4	-.3125	0.	0.

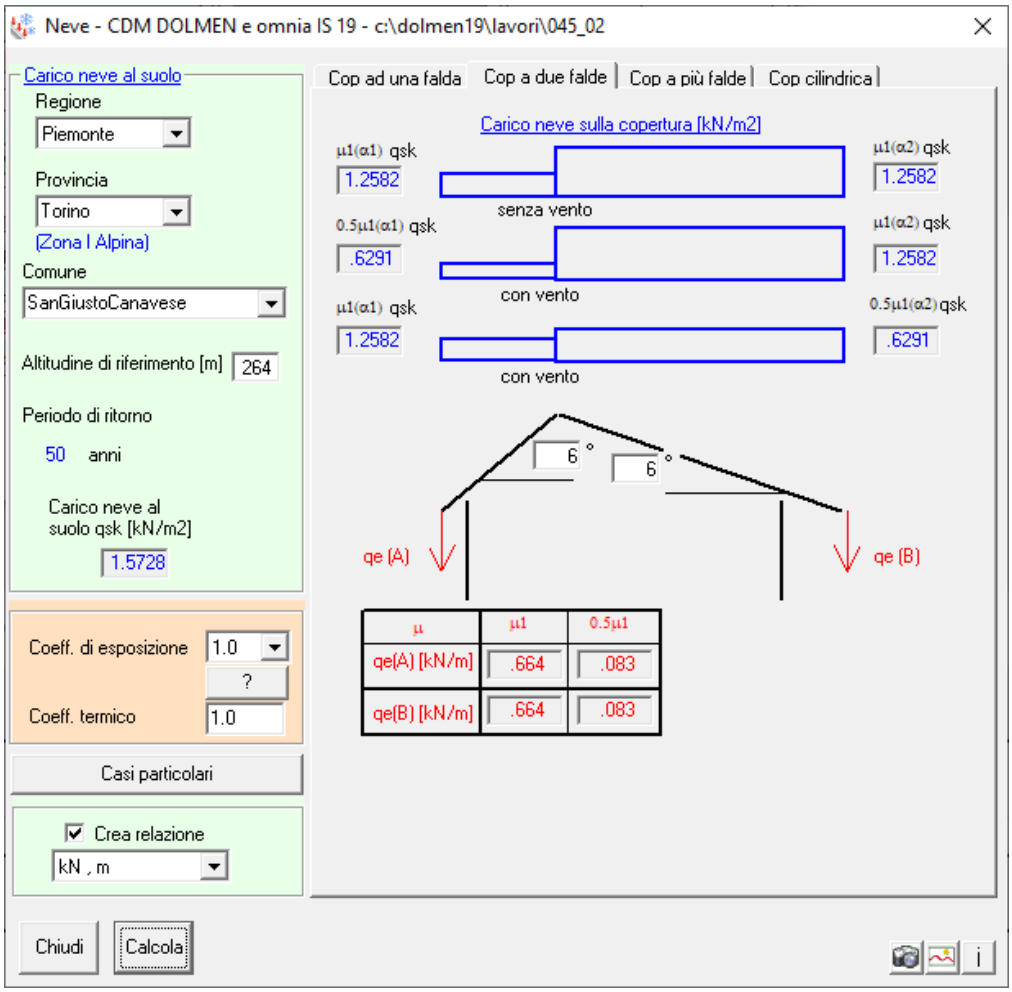
13		8.2	0.	2.0106	-.4	-.3142	0.	0.
14		8.33	0.	2.0209	-.4	-.3158	0.	0.
15		8.47	0.	2.0309	-.4	-.3173	0.	0.
16		8.6	0.	2.0409	-.4	-.3189	0.	0.
17		8.73	0.	2.0507	-.4	-.3204	0.	0.
18		8.87	0.	2.0603	-.4	-.3219	0.	0.
19	C	9.	0.	2.0699	-.4	-.3234	0.	0.

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.2 esterno		fal.2 interno	
					cp	p(z)	cp	p(z)
10	D	7.8	0.	1.9791	-.4	-.3092	0.	0.
11		7.93	0.	1.9898	-.4	-.3109	0.	0.
12		8.07	0.	2.0003	-.4	-.3125	0.	0.
13		8.2	0.	2.0106	-.4	-.3142	0.	0.
14		8.33	0.	2.0209	-.4	-.3158	0.	0.
15		8.47	0.	2.0309	-.4	-.3173	0.	0.
16		8.6	0.	2.0409	-.4	-.3189	0.	0.
17		8.73	0.	2.0507	-.4	-.3204	0.	0.
18		8.87	0.	2.0603	-.4	-.3219	0.	0.
19	C	9.	0.	2.0699	-.4	-.3234	0.	0.

	P.to	z	pf(z)
1	A-E	0.	.0133
2		.87	.0133
3		1.73	.0133
4		2.6	.0133
5		3.47	.0133
6		4.33	.0133
7		5.2	.0135
8		6.07	.0142
9		6.93	.0149
10	B-D	7.8	.0155
11		7.93	.0155
12		8.07	.0156
13		8.2	.0157
14		8.33	.0158
15		8.47	.0159
16		8.6	.0159
17		8.73	.016
18		8.87	.0161
19	C	9.	.0162

Neve

Carico Neve 1.26 kN/m^2




```
CARICO NEVE          lavoro : 045_02
Unità di misura :  m ; KN/mq ; KN/m

Zona 0
Altitudine [m]: 264
Periodo di Ritorno [anni]:   50

qsk (carico neve al suolo) =   1.5728

COPERTURA A DUE FALDE
alfa1 (inclinazione della falda1 [°]) = 6
alfa2 (inclinazione della falda2 [°]) = 6

                 mu   |   qs    |   qe   |
   mu1(alfa1)|   .8   |  1.2582|   .664|
0.5mu1(alfa1)|   .4   |   .6291|   .083|
   mu1(alfa2)|   .8   |  1.2582|   .664|
0.5mu1(alfa2)|   .4   |   .6291|   .083|
```

10. PALESTRA

10.1 MODELLAZIONE E IPOTESI DI CALCOLO

La struttura viene modellata monopiano come da prassi per questa tipologia di strutture, in quanto la modellazione del piano terreno falserebbe l'attivazione delle masse in fase sismica, diminuendo le sollecitazioni sugli elementi in elevazione fuori terra.

Al fine di poter cogliere con maggiore precisione il comportamento della struttura in fase dinamica, e tenere in debita considerazione il ruolo che i tamponamenti rivestono sulla deformabilità della struttura in fase dinamica, sono stati realizzati due distinti modelli di calcolo.

- Modelli codice 045_02 e 045_50: modelli a tamponamenti modellati come puntoni equivalenti;
- Modello codice 045_03: modello privo di tamponamenti.

I pilastri sono modellati con un'altezza pari a 8150 mm; tale valore risulta la distanza tra la mezzeria del bicchiere costituente il plinto e il piano di posa della trave sul pilastro, piano dal quale nascono le forcelle. I pilastri sono modellati come elementi *beam* incastrati alla base e svincolati in sommità.

Le **travi principali trasversali** sono modellate come elementi *beam* incernierate ai pilastri, su di esse scaricano in appoggio i **tegoli**.

Le **travi perimetrali trasversali** sono invece modellate in continuità sul pilastro centrale ed incernierate su pilastri laterali, su di esse grava il peso del timpano di chiusura.

La **trave cornicione perimetrale** è modellata come carico applicato lungo tutto il perimetro.

Per quanto riguarda i **tamponamenti**, si considerano nella modellazione in termini di massa e di rigidezza.

In termini di massa si considera che essi scarichino una quota parte della loro inerzia in fase sismica sui pilastri; per far ciò, si applicano dei carichi distribuiti in Z globale sui pilastri interessati pari alla quota parte che i tamponamenti scaricheranno sui pilastri, tale condizione viene applicata in fase sismica solo per quanto riguarda la determinazione delle masse partecipanti in fase sismica, ma non viene poi ricombinata come carico gravitazionale in quanto i tamponamenti scaricano verticalmente direttamente in fondazione. Tale ipotesi di calcolo viene applicata ad entrambi i modelli di calcolo.

In termini di rigidezza, i tamponamenti vengono modellati come bielle equivalenti in grado di influenzare la deformabilità del telaio. Questa ipotesi viene applicata solo al modello codice 045_02.

DETERMINAZIONE BIELLE EQUIVALENTI - D.M. 10-04-1997								
TIPOLOGIA	b [mm]	h [mm]	l [mm]	t [mm]	Emuratura [N/mm²]	Ebiella [N/mm²]	Abiella [mm²]	D_biella [mm]
1	6760	8150	10589	120	15000	210000	9076	107.50
2	6760	6490	9371	120	15000	210000	8032	101.13
3	7720	8150	11226	120	15000	210000	9622	110.69

10.2 VISTE DEL MODELLO DI CALCOLO

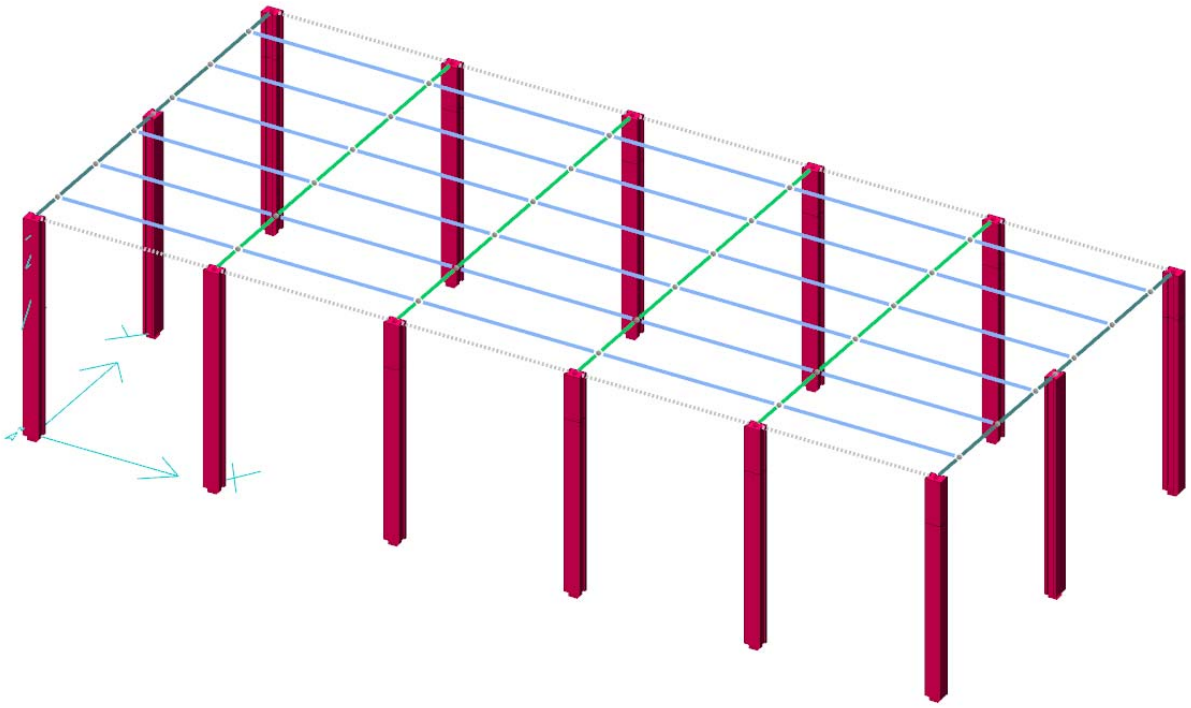


Figura 78 – Palestra – Modello senza tamponamenti

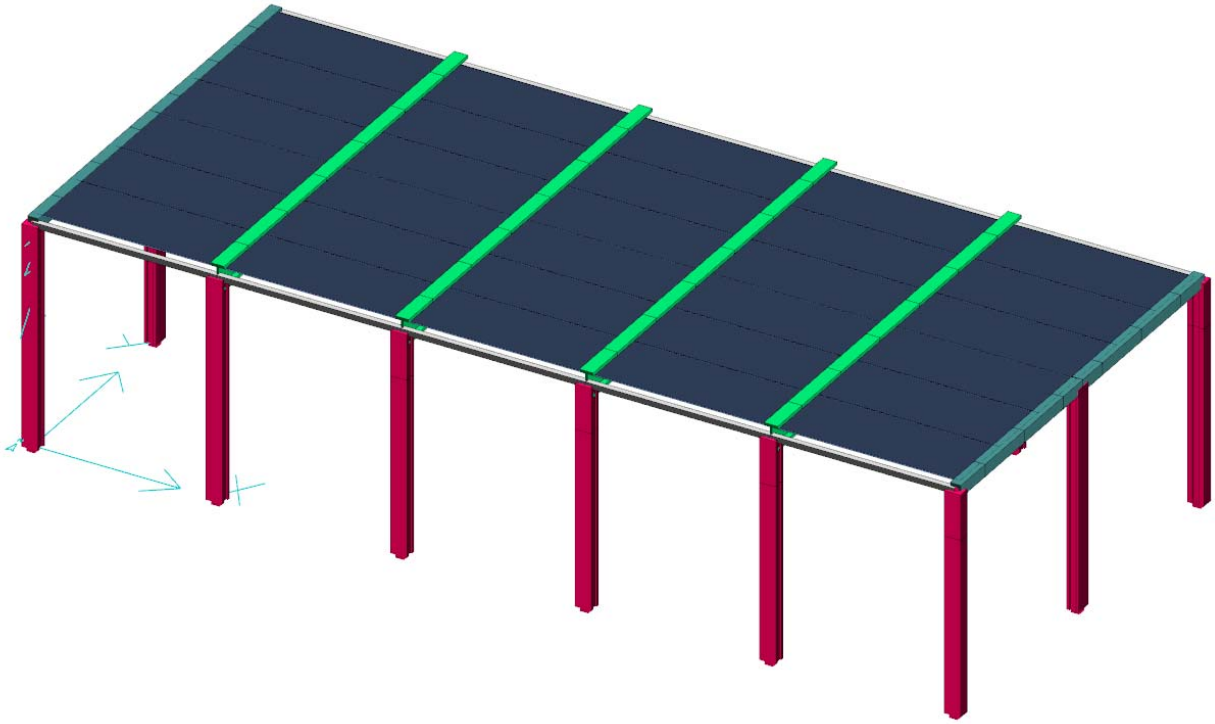


Figura 79 – Palestra – Modello senza tamponamenti

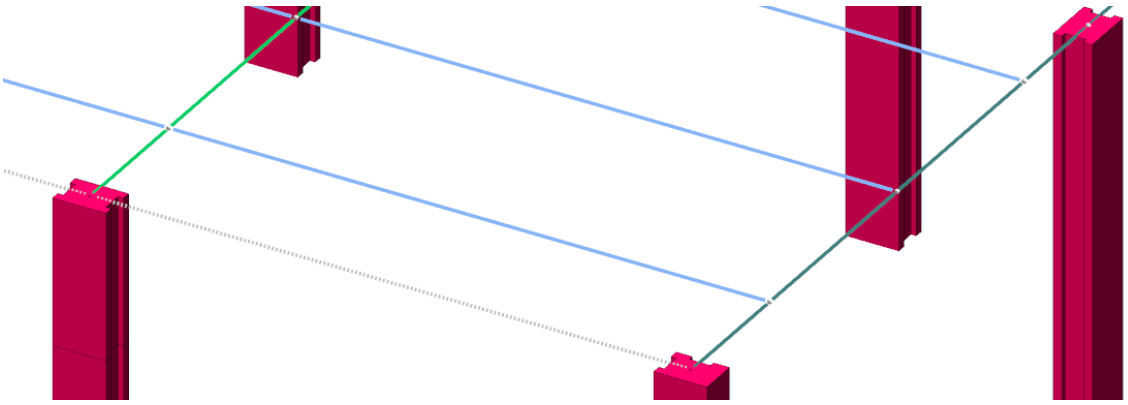


Figura 80 – Palestra – Dettaglio pilastri

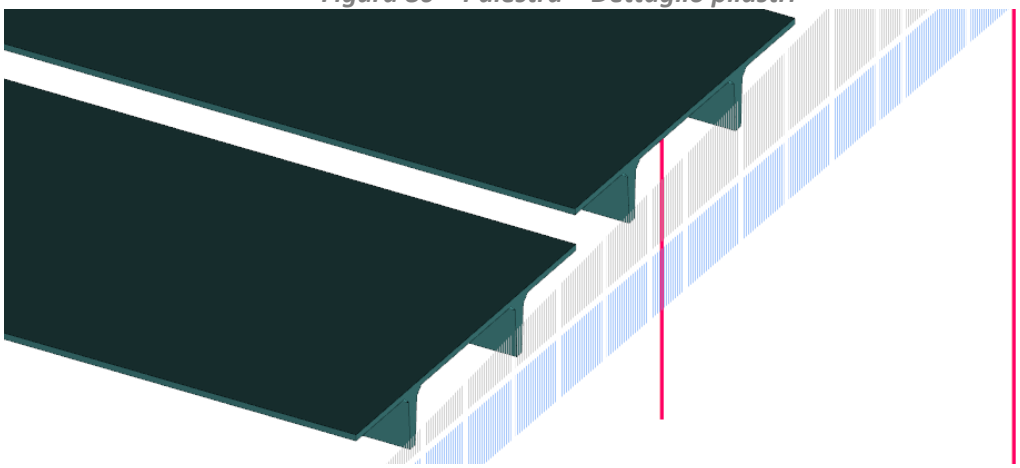


Figura 81 – Palestra – Dettaglio tegoli

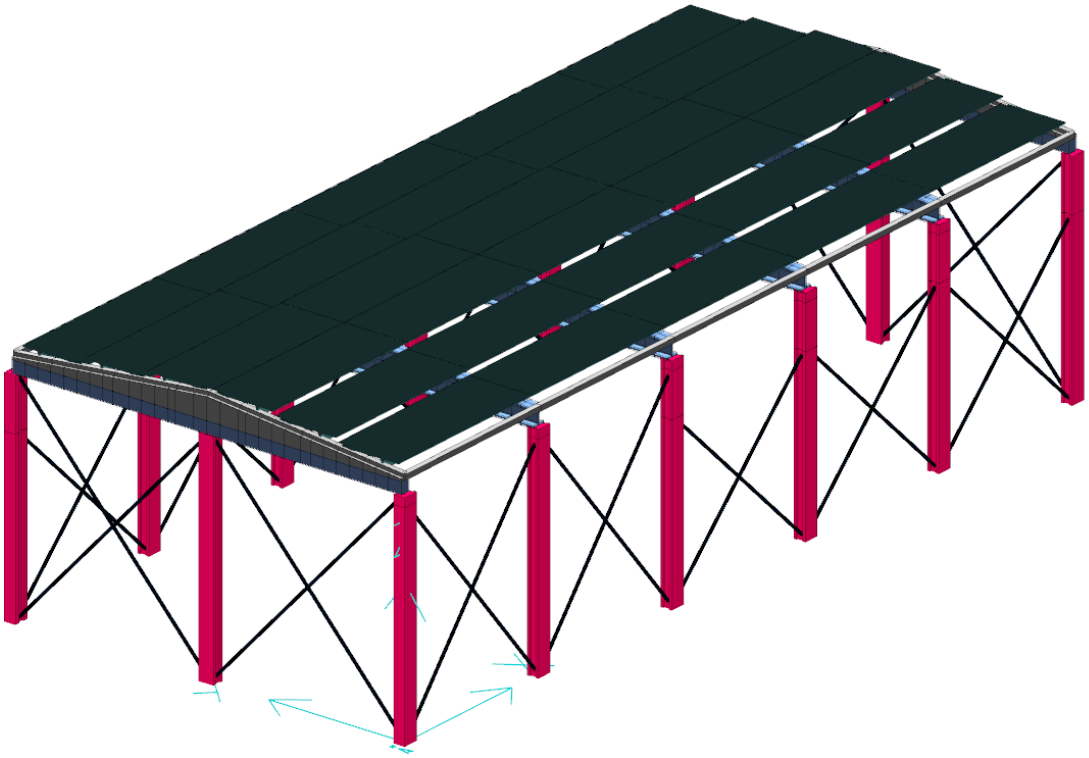


Figura 82 – Palestra – Modello con tamponamenti

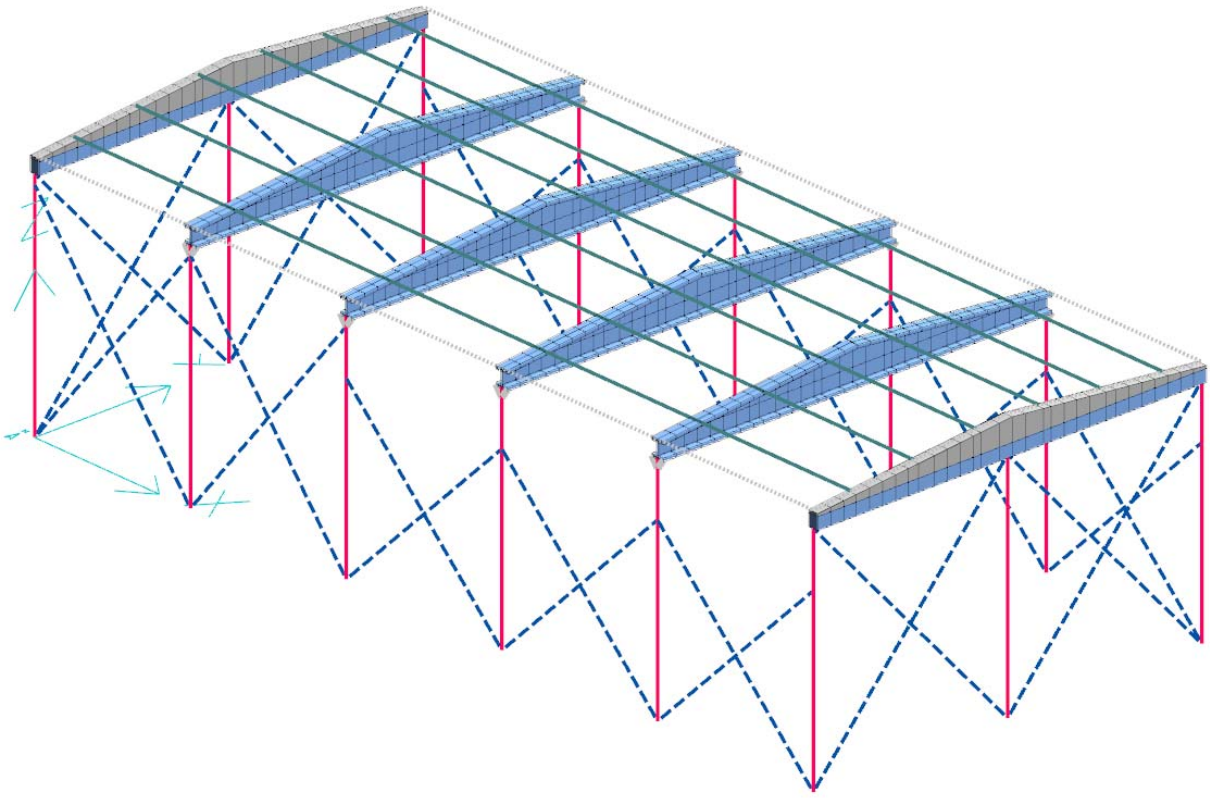


Figura 83 – Palestra – Modello con tamponamenti

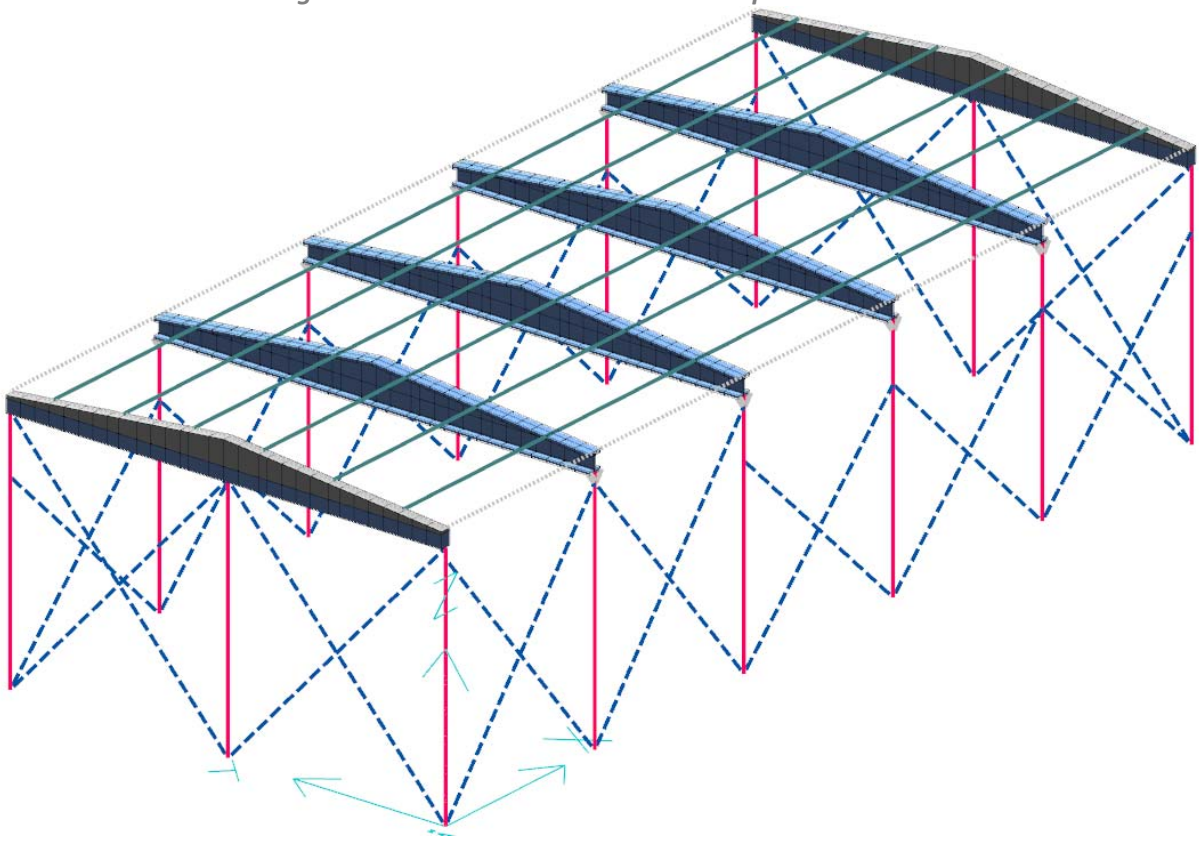


Figura 84 – Palestra – Modello senza tamponamenti

10.3 CONDIZIONI DI CARICO

MODELLO 045_02

Schede condizioni

Nuova scheda | Modifica scheda | Duplica scheda | Elimina scheda

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
001)	Peso_proprio	1	98	Peso proprio	Permanente
002)	Permanenti_portati	1	26	Permanente	Permanente
003)	Tamponamenti_I	1	23	Altro ...	Altro ...
004)	Autovett_001_(Y)	1	40	Modo proprio Y	Altro ...
005)	Autovett_002_(Y)	1	41	Modo proprio Y	Altro ...
006)	Autovett_005_(X)	1	60	Modo proprio X	Altro ...
007)	Autovett_007_(X)	1	60	Modo proprio X	Altro ...
008)	Autovett_008_(X)	1	28	Modo proprio X	Altro ...
009)	Autovett_008_(Y)	1	32	Modo proprio Y	Altro ...
010)	Autovett_009_(X)	1	35	Modo proprio X	Altro ...
011)	Autovett_009_(Y)	1	31	Modo proprio Y	Altro ...
012)	Autovett_011_(X)	1	60	Modo proprio X	Altro ...
013)	Autovett_011_(Y)	1	5	Modo proprio Y	Altro ...
014)	Autovett_019_(X)	1	60	Modo proprio X	Altro ...
015)	Autovett_019_(Y)	1	32	Modo proprio Y	Altro ...
016)	Autovett_020_(X)	1	60	Modo proprio X	Altro ...
017)	Autovett_020_(Y)	1	33	Modo proprio Y	Altro ...
018)	Sisma_X	1	60	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
019)	Torcente_add._X	1	60	Torcente addiz X SLU	Altro ...
020)	Sisma_Y	1	60	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
021)	Torcente_add._Y	1	60	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

MODELLO 045_03

Schede condizioni

Nuova scheda | Modifica scheda | Duplica scheda | Elimina scheda

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
001)	Peso_proprio	1	98	Peso proprio	Permanente
002)	Permanenti_portati	1	26	Permanente	Permanente
003)	Tamponamenti_I	1	23	Altro ...	Altro ...
004)	Autovett_001_(Y)	1	50	Modo proprio Y	Altro ...
005)	Autovett_002_(Y)	1	60	Modo proprio Y	Altro ...
006)	Autovett_005_(X)	1	60	Modo proprio X	Altro ...
007)	Autovett_006_(Y)	1	29	Modo proprio Y	Altro ...
008)	Autovett_007_(Y)	1	31	Modo proprio Y	Altro ...
009)	Sisma_X	1	60	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
010)	Torcente_add._X	1	60	Torcente addiz X SLU	Altro ...
011)	Sisma_Y	1	60	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
012)	Torcente_add._Y	1	60	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

MODELLO 045_50

Schede condizioni

Nuova scheda | Modifica scheda | Duplica scheda | Elimina scheda

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
001)	Peso_proprio	1	98	Peso proprio	Permanente
002)	Permanenti_portati	1	26	Permanente	Permanente
003)	Vento_in_X	1	9	Vento X	Vento X
004)	Vento_in_Y	1	22	Vento Y	Vento Y
005)	Neve	1	1	Neve (<1000m slm)	Carichi copertura
006)	Manutenzione	1	1	H1:Cop,Sottot sola manut	Carichi copertura

10.4 COMBINAZIONI DI CARICO

MODELLO 045_02

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SISMAX SLU	nessuna	somma	6	1.000	quadr.		
				7	1.000	quadr.		
				8	1.000	quadr.		
				10	1.000	quadr.		
				12	1.000	quadr.		
				14	1.000	quadr.		
				16	1.000	quadr.		
				19	1.000	±		
2	SISMAY SLU	nessuna	somma	4	1.000	quadr.		
				5	1.000	quadr.		
				9	1.000	quadr.		
				11	1.000	quadr.		
				13	1.000	quadr.		
				15	1.000	quadr.		
				17	1.000	quadr.		
				21	1.000	±		
3	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	1	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
4	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	1	0.300

MODELLO 045_03

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SISMAX SLU	nessuna	somma	6	1.000	quadr.		
				10	1.000	±		
2	SISMAY SLU	nessuna	somma	4	1.000	quadr.		
				5	1.000	quadr.		
				7	1.000	quadr.		
				8	1.000	quadr.		
				12	1.000	±		
3	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	1	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
4	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	1	0.300

MODELLO 045_50

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU Max Var	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				5	0.750	+		
				6	1.500	+		
2	SLU Max Neve	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				5	1.500	+		
3	SLU VENTOX 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	0.900	±		
				5	0.750	+		
				6	1.500	+		
4	SLU VENTOY 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	0.900	±		
				5	0.750	+		
				6	1.500	+		
5	SLU VENTOX 2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	0.900	±		
				5	1.500	+		
6	SLU VENTOY 2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	0.900	±		
				5	1.500	+		
7	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	±		
				5	0.750	+		
8	SLU VENTOY 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	1.500	±		
				5	0.750	+		

10.5 ANALISI SISMICA DINAMICA LINEARE

MODELLO 045_02

```
ANALISI DINAMICA                              lavoro :\045_02

PARAMETRI DI CALCOLO:
Modello generale
Assi di vibrazione:   X   Y
Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO
Edificio  sito in località  SAN GIUSTO CANAVES ( long. 7.810   lat. 45.313700 )
Categoria del suolo di fondazione  = C
Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500
Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000
S   =  1.500
Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni
Coefficiente d'uso CU           = 1.5
Periodo di riferimento VR       = 75.0
PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %
Tempo di ritorno                = 711
Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0

Valori risultanti per :
ag  0.482  [g/10]
Fo  2.704
TC* 0.290

Edificio con struttura in cem. armato  :
Fattore di comportamento q         = 1.500
   q = q0 * KR * KW    dove :
       q0 = 1.50   (    Classe di duttilità "B" ( bassa ) )
       KR = 1.0 ( Edifici regolari in altezza )
       KW = 1.00

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.653

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO   COEFFICIENTE       PESO RISULTANTE
                                                      [kN]
                 1.                1.000             2190.079
                 2.                1.000              683.821
                 3.                1.000             1532.464
```

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE										
	[sec]	%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7				
1	1.213605	0.000	27.974	0.000	0.916	0.856	0.751	0.041	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
2	1.177531	0.000	35.967	0.000	0.988	0.930	0.047	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
3	1.164828	0.000	1.471	0.000	0.974	0.049	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.145799	0.000	0.016	0.000	0.053	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.756898	47.433	0.000	0.000	0.004	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
6	0.202712	0.246	0.000	0.000	0.033	0.020	0.018	0.015	0.013	0.012	0.012	0.011	0.010	0.009	0.009
7	0.120271	24.583	0.000	0.000	0.312	0.239	0.153	0.108	0.091	0.080	0.078	0.064	0.053	0.050	0.049
8	0.103715	0.007	10.813	0.000	0.918	0.574	0.346	0.267	0.222	0.213	0.159	0.121	0.111	0.107	0.077
9	0.100666	0.008	8.268	0.000	0.760	0.464	0.352	0.288	0.275	0.201	0.148	0.136	0.131	0.092	0.087
10	0.095165	0.000	0.003	0.000	0.792	0.614	0.497	0.472	0.329	0.231	0.209	0.199	0.132	0.124	
11	0.090417	1.183	0.001	0.000	0.927	0.804	0.772	0.545	0.369	0.328	0.311	0.193	0.180		
12	0.087925	0.000	0.013	0.000	0.956	0.935	0.713	0.486	0.431	0.407	0.243	0.226			
13	0.086063	0.000	0.000	0.000	0.998	0.850	0.602	0.534	0.504	0.295	0.272				
14	0.085636	0.000	0.001	0.000	0.879	0.632	0.561	0.530	0.308	0.285					
15	0.082526	0.000	0.150	0.000	0.866	0.791	0.754	0.441	0.405						
16	0.079352	0.000	0.441	0.000	0.986	0.969	0.651	0.599							
17	0.078399	0.000	0.478	0.000	0.997	0.728	0.673								
18	0.077945	0.000	0.005	0.000	0.766	0.710									
19	0.073760	5.619	4.597	0.000	0.993										
20	0.073126	7.328	3.881	0.000											
	MASSA TOTALE	86.408	94.079	0.000											

MODELLO 045_03

```
ANALISI DINAMICA                              lavoro :\045_03

PARAMETRI DI CALCOLO:
Modello generale
Assi di vibrazione:   X   Y
Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO
Edificio  sito in località  SAN GIUSTO CANAVES ( long. 7.810   lat. 45.313700 )
Categoria del suolo di fondazione  = C
Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500
Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000
S   =  1.500
Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni
Coefficiente d'uso CU           = 1.5
Periodo di riferimento VR       = 75.0
PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %
Tempo di ritorno                = 711

Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0

Valori risultanti per :
ag  0.482  [g/10]
Fo  2.704
TC* 0.290

Edificio con struttura in cem. armato  :
Fattore di comportamento q         = 1.500
   q = q0 * KR * KW    dove :
       q0 = 1.50   (    Classe di duttilità "B" ( bassa ) )
       KR = 1.0 ( Edifici regolari in altezza )
       KW = 1.00

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.653

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO   COEFFICIENTE       PESO RISULTANTE
                                                      [kN]
                1.                 1.000             2190.079
                2.                 1.000              683.821
                3.                 1.000             1532.464

                  ***  TABELLA AUTOVETTORI  ***

 n | PERIODO  |      MASSA ATTIVATA     |        COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE
   |  [sec]   |    %X      %Y      %Z   |   n+1    n+2    n+3    n+4    n+5    n+6    n+7
 1 | 1.213985 |   0.000  29.270   0.000 |  0.915  0.854  0.749  0.320  0.161  0.128
 2 | 1.177572 |   0.000  36.186   0.000 |  0.988  0.930  0.430  0.204  0.159
 3 | 1.164890 |   0.000   1.617   0.000 |  0.973  0.479  0.224  0.173
 4 | 1.145823 |   0.000   0.021   0.000 |  0.565  0.258  0.197
 5 | 1.049706 |  89.381   0.000   0.000 |  0.600  0.437
 6 | 0.967580 |   0.000  15.333   0.000 |  0.908
 7 | 0.937312 |   0.000  15.870   0.000 |
-----------------------------------------
   MASSA TOTALE  89.381  98.298   0.000 |
-----------------------------------------
```

10.6 ANALISI STATICA LINEARE COMPLEMENTARE

MODELLO 045_02

L'analisi viene effettuata una volta per il periodo proprio principale in direzione X ed una volta per il proprio principale in direzione Y. Per semplicità di lettura della presente, si riporta il solo tabulato in direzione Y.

```
------------------------------------------------------------------------------
Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )
------------------------------------------------------------------------------

DATI PROGETTO
Edificio  sito in località  SAN GIUSTO CANAVES ( long. 7.810   lat. 45.313700 )
Categoria del suolo di fondazione  = C
Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500
Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000
S   =  1.500
Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni
Coefficiente d'uso CU           = 1.5
Periodo di riferimento VR       = 75.0
PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %
Tempo di ritorno                = 711
Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0


Valori risultanti per :
ag  0.482  [g/10]
Fo  2.704
TC* 0.290

Edificio con struttura in cem. armato  :
Fattore di comportamento q         = 1.500

   q = q0 * KR * KW    dove :
       q0 = 1.50   (    Classe di duttilità "B" ( bassa ) )
       KR = 1.0 ( Edifici regolari in altezza )
       KW = 1.00

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.653

Coeff. lambda    =   1.0000
Sd               =    0.051  per T1 =   1.178

Numero condizioni generanti carichi sismici :    3

Cond. 001 :         Peso_proprio   con coeff.     1.000
Cond. 002 :   Permanenti_portati   con coeff.     1.000
Cond. 003 :       Tamponamenti_I   con coeff.     1.000

Condizioni di carico sismico generate:
Cond. 020 :              Sisma X
Cond. 021 :              Sisma Y
Cond. 022 :      Torcente add. X
Cond. 023 :      Torcente add. Y


Carichi sismici :

|   Piani|     Pesi| C. distr.| Forze piano|Torc. piano X|Torc. piano Y| Bar. X| Bar. Y|
|      cm|       kN|          |          kN|          kNm|          kNm|     cm|     cm|
|   649.0|   758.08|    0.0423|       32.04|         24.7|         54.1| 1962.6|  921.6|
|   815.0|  2620.64|    0.0531|      139.09|        107.4|        235.1| 1609.7|  724.5|
```

MODELLO 045_03

L'analisi viene effettuata una volta per il periodo proprio principale in direzione X ed una volta per il proprio principale in direzione Y. Per semplicità di lettura della presente, si riporta il solo tabulato in direzione Y.

```
------------------------------------------------------------------------------
Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )
------------------------------------------------------------------------------

DATI PROGETTO
Edificio  sito in località  SAN GIUSTO CANAVES ( long. 7.810   lat. 45.313700 )
Categoria del suolo di fondazione  = C
Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500
Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000
S   =  1.500
Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni
Coefficiente d'uso CU           = 1.5
Periodo di riferimento VR       = 75.0
PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %
Tempo di ritorno                = 711

Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0

Valori risultanti per :
ag  0.482  [g/10]
Fo  2.704
TC* 0.290

Edificio con struttura in cem. armato  :
Fattore di comportamento q         = 1.500

   q = q0 * KR * KW    dove :
       q0 = 1.50   (    Classe di duttilità "B" ( bassa ) )
       KR = 1.0 ( Edifici regolari in altezza )
       KW = 1.00

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.653


Coeff. lambda    =   1.0000
Sd               =    0.051  per T1 =   1.178


Numero condizioni generanti carichi sismici :    3

Cond. 001 :         Peso_proprio   con coeff.     1.000
Cond. 002 :   Permanenti_portati   con coeff.     1.000
Cond. 003 :       Tamponamenti_I   con coeff.     1.000

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 011 :              Sisma X
Cond. 012 :              Sisma Y
Cond. 013 :      Torcente add. X
Cond. 014 :      Torcente add. Y

Carichi sismici :

|   Piani|     Pesi| C. distr.| Forze piano|Torc. piano X|Torc. piano Y| Bar. X| Bar. Y|
|      cm|       kN|          |          kN|          kNm|          kNm|     cm|     cm|
|   649.0|   758.08|    0.0423|       32.04|         24.7|         54.1| 1962.6|  921.6|
|   815.0|  2620.64|    0.0531|      139.09|        107.4|        235.1| 1609.7|  724.5|
```

10.7 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

10.7.1 Statiche

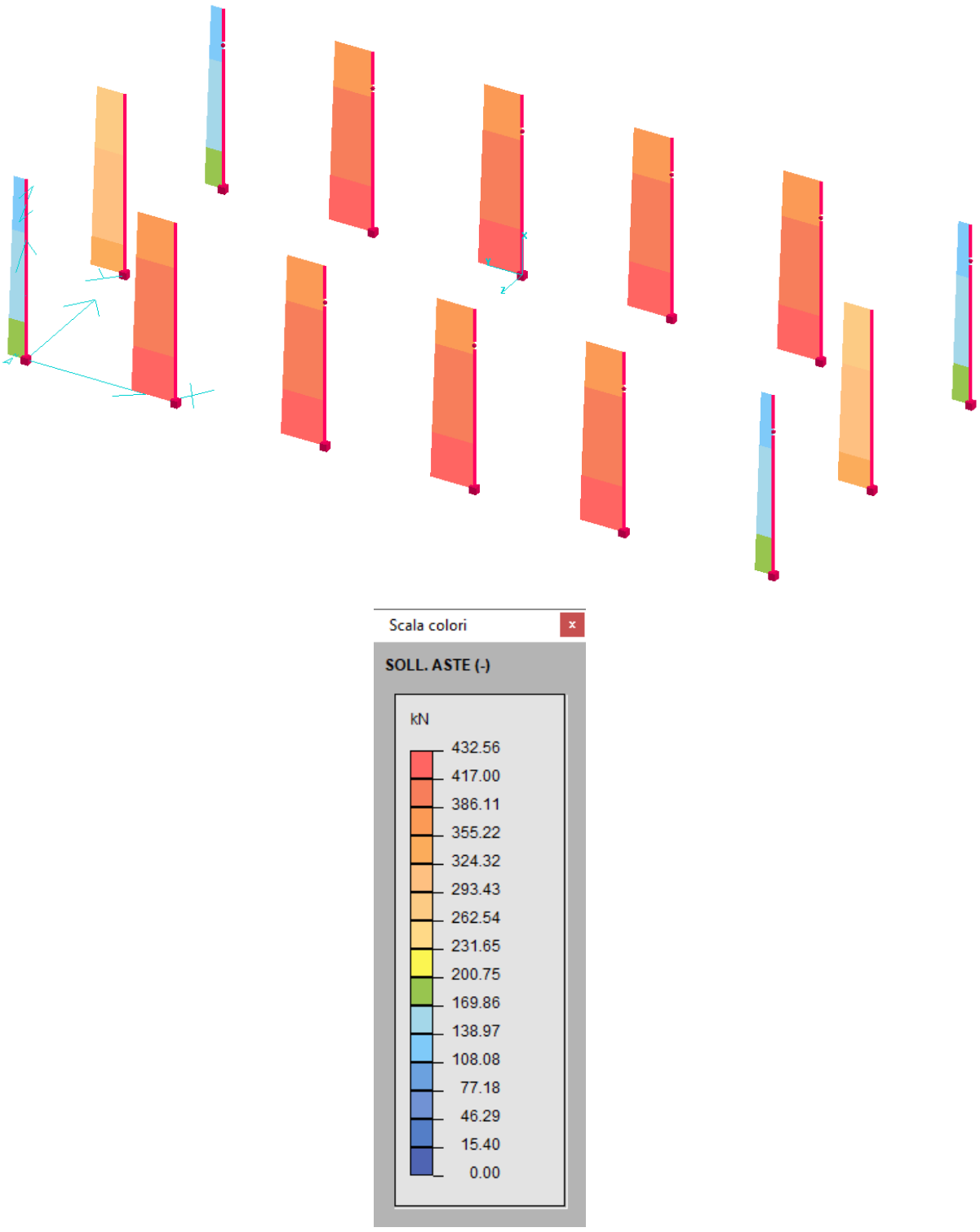


Figura 85 – Colonne – Sforzi assiali

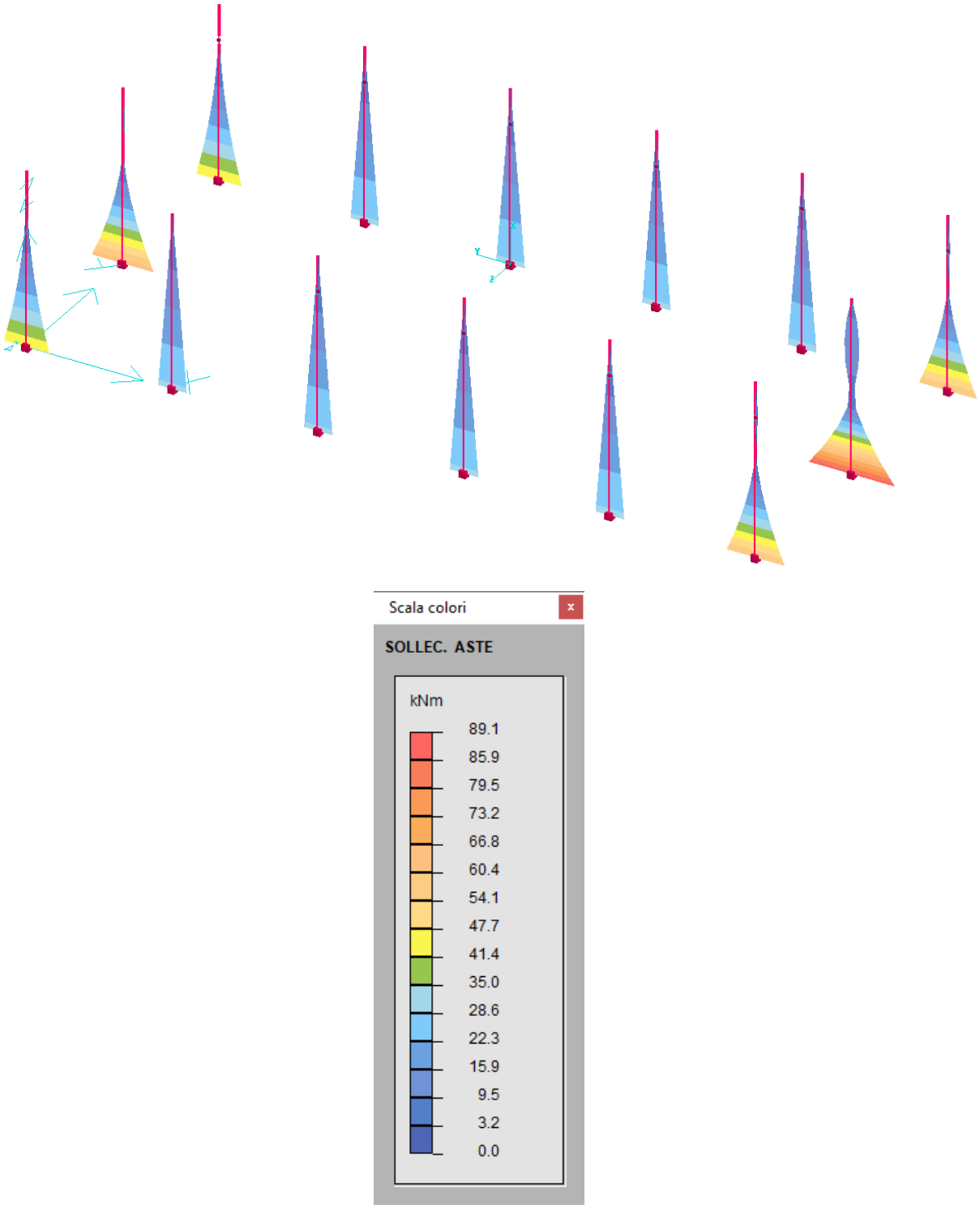


Figura 86 – Colonne – Momenti flettenti Mz

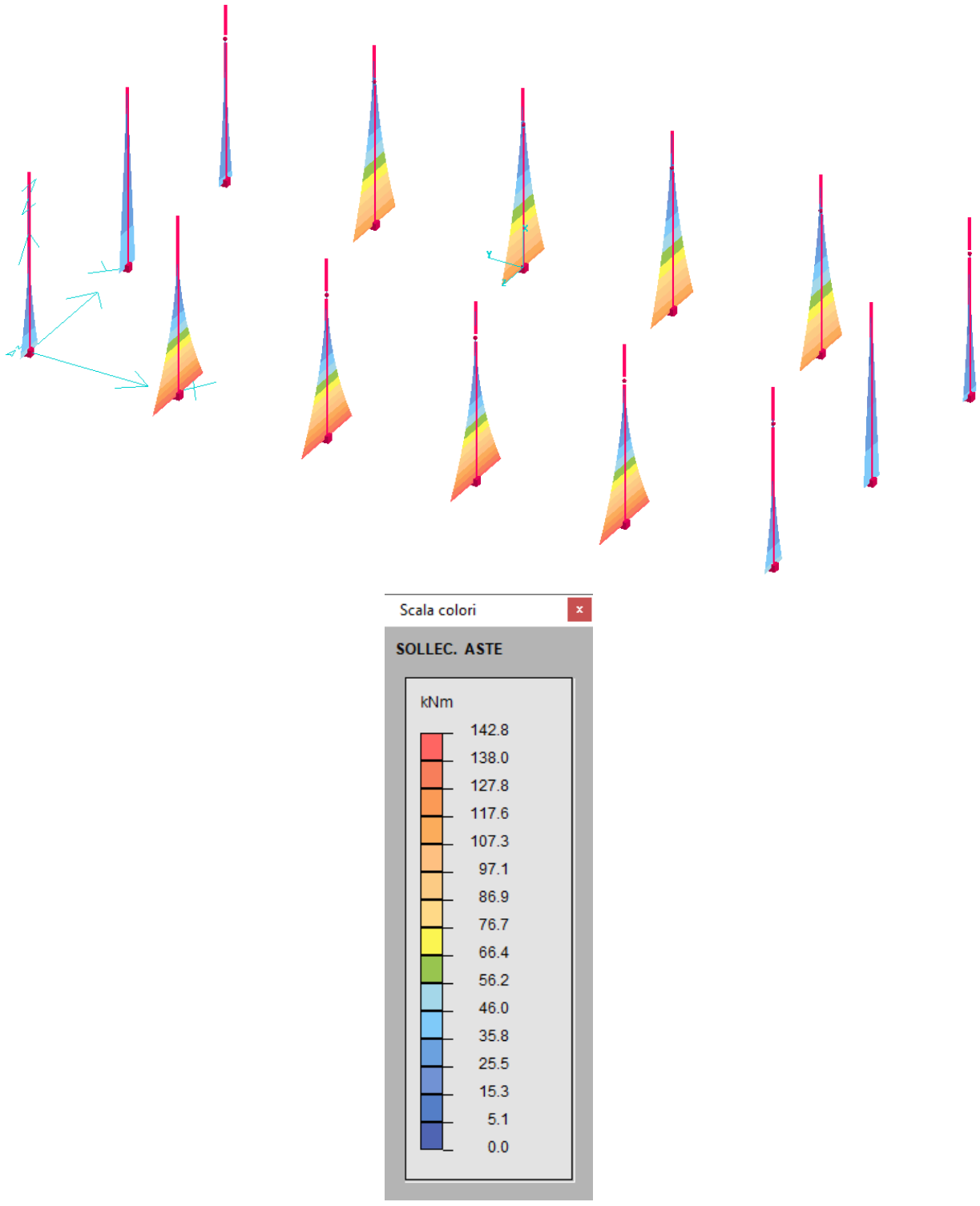


Figura 87 – Colonne – Momenti flettenti My

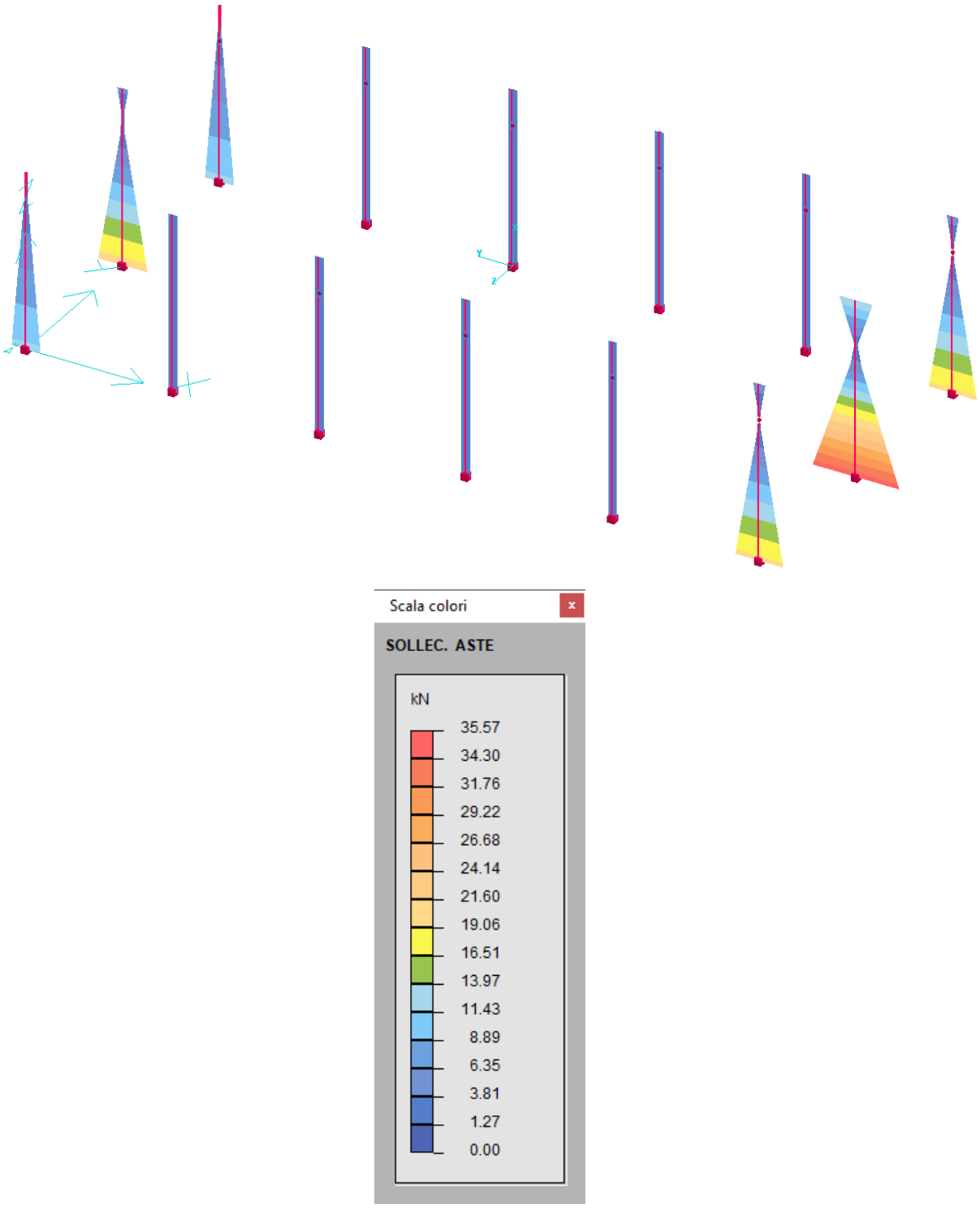


Figura 88 – Colonne – Tagli Ty

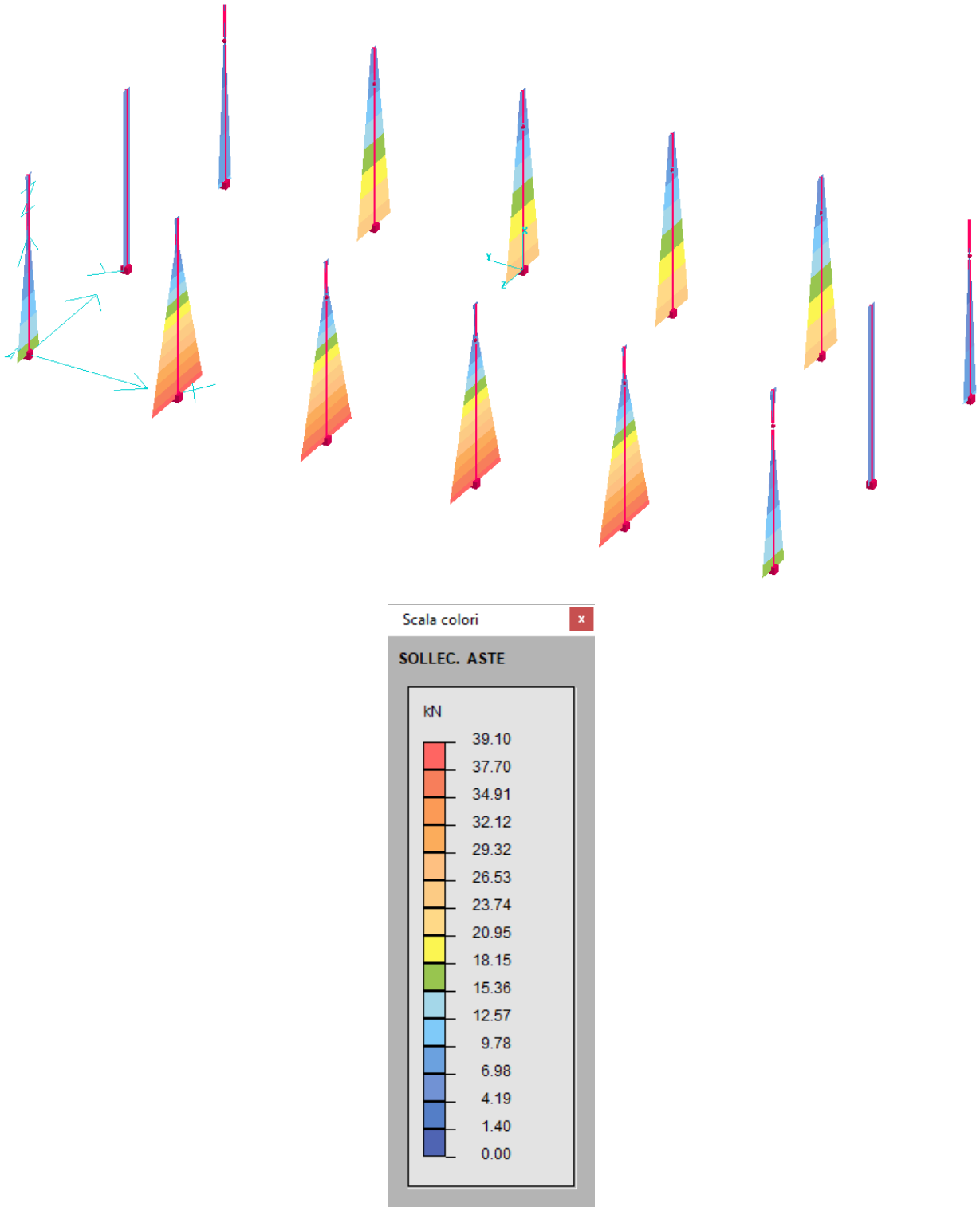


Figura 89 – Colonne – Tagli Tz

10.7.2 Sismiche

MODELLO 045_02

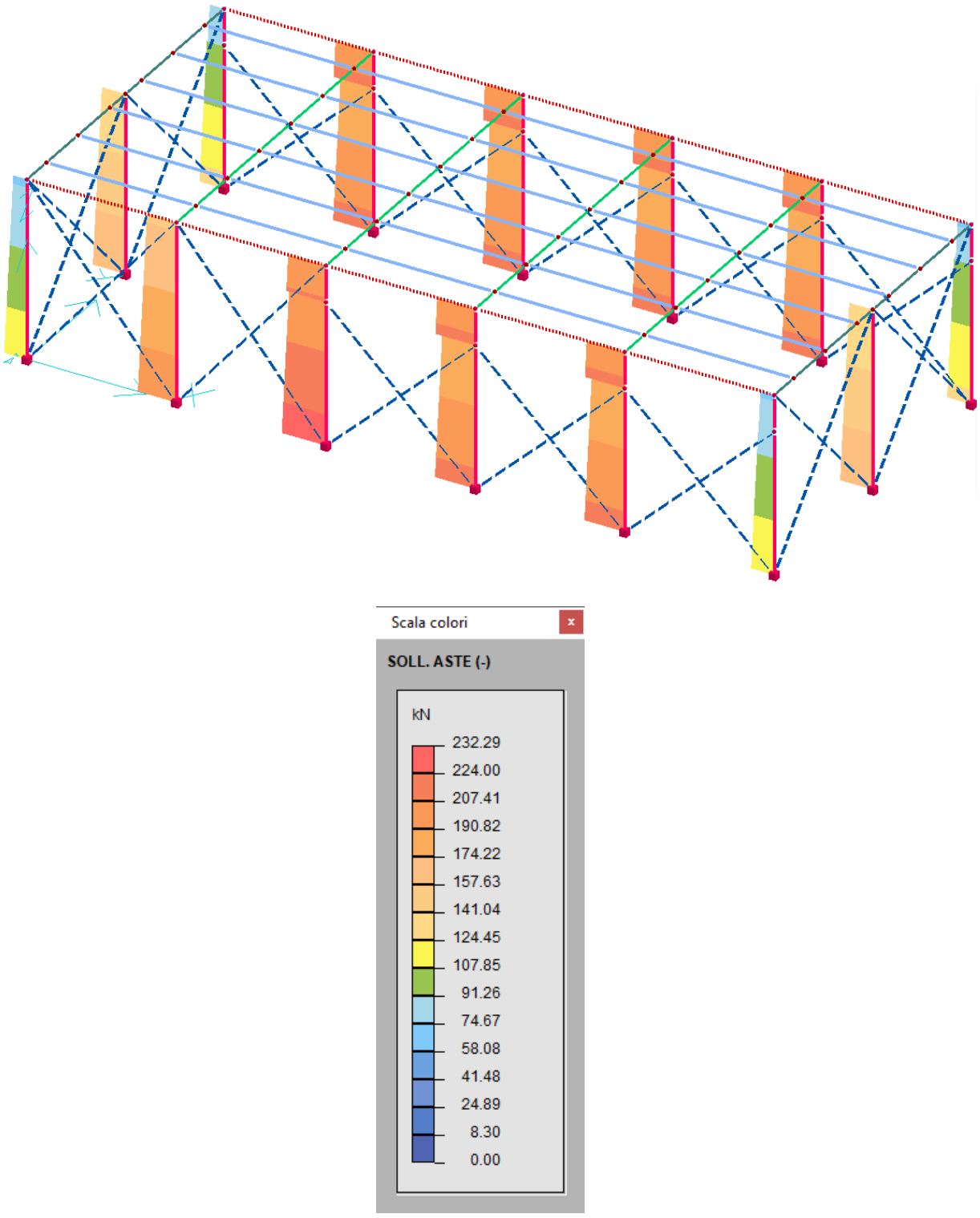


Figura 90 – Colonne – Sforzi assiali

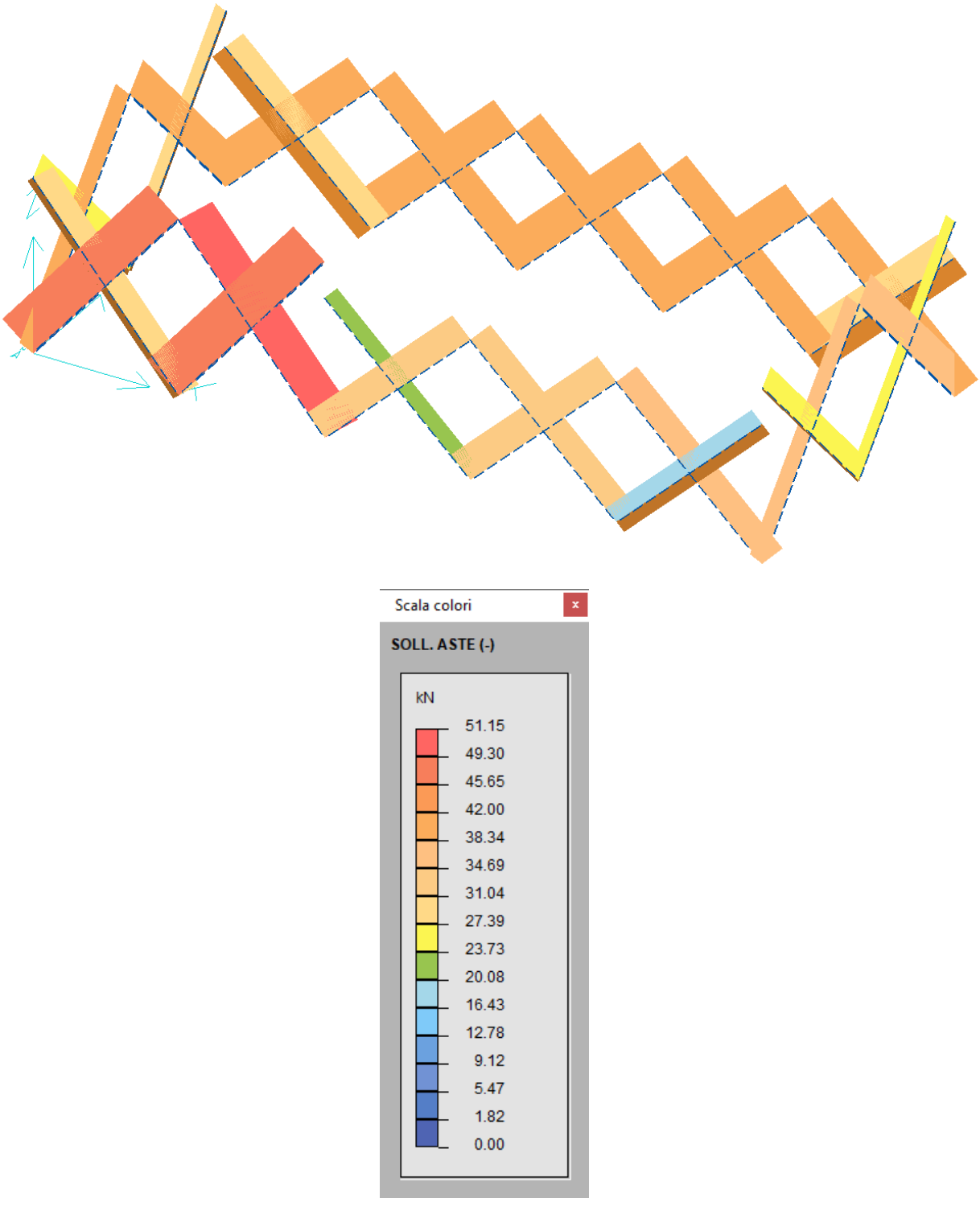


Figura 91 – Tamponamenti – Sforzi assiali

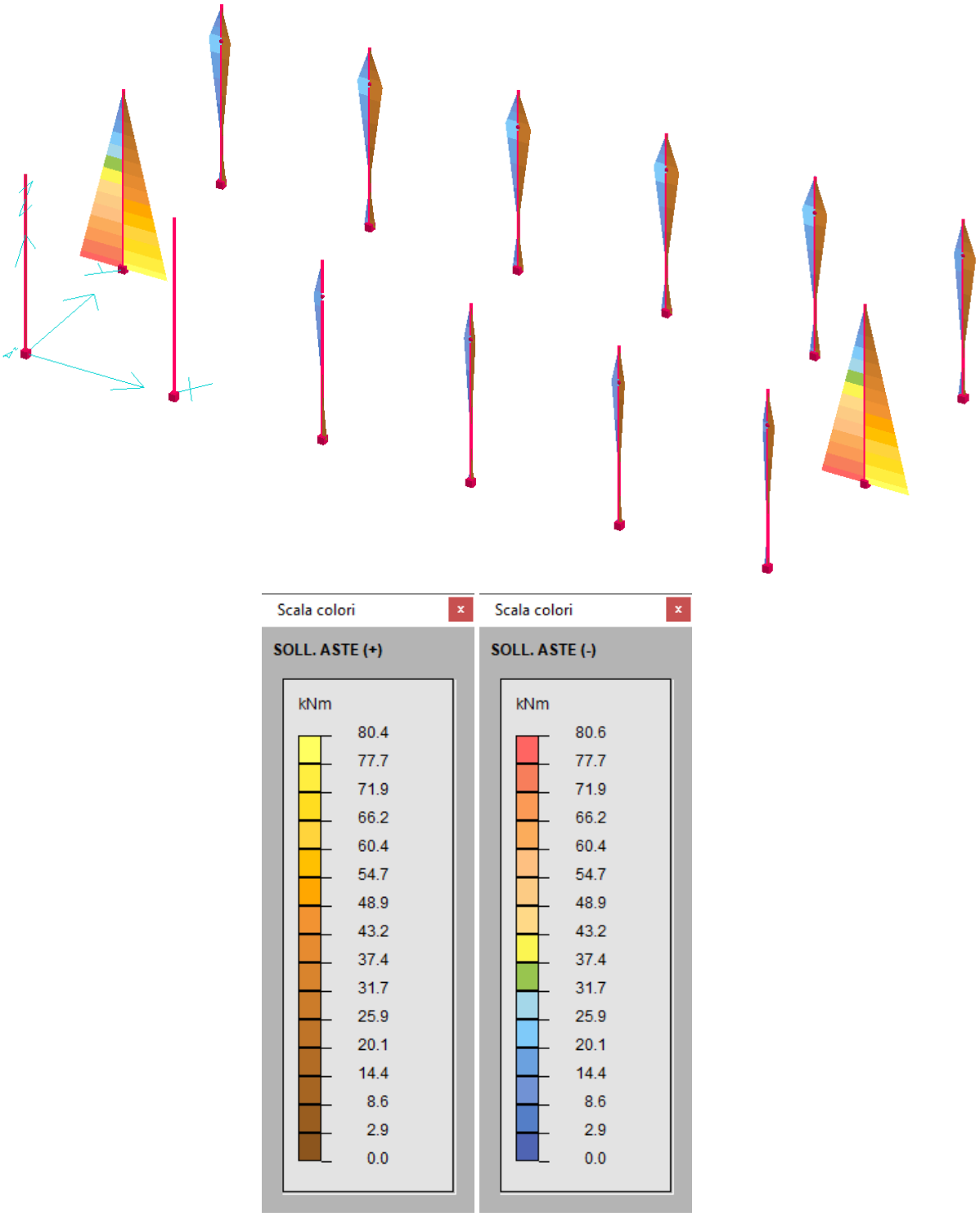
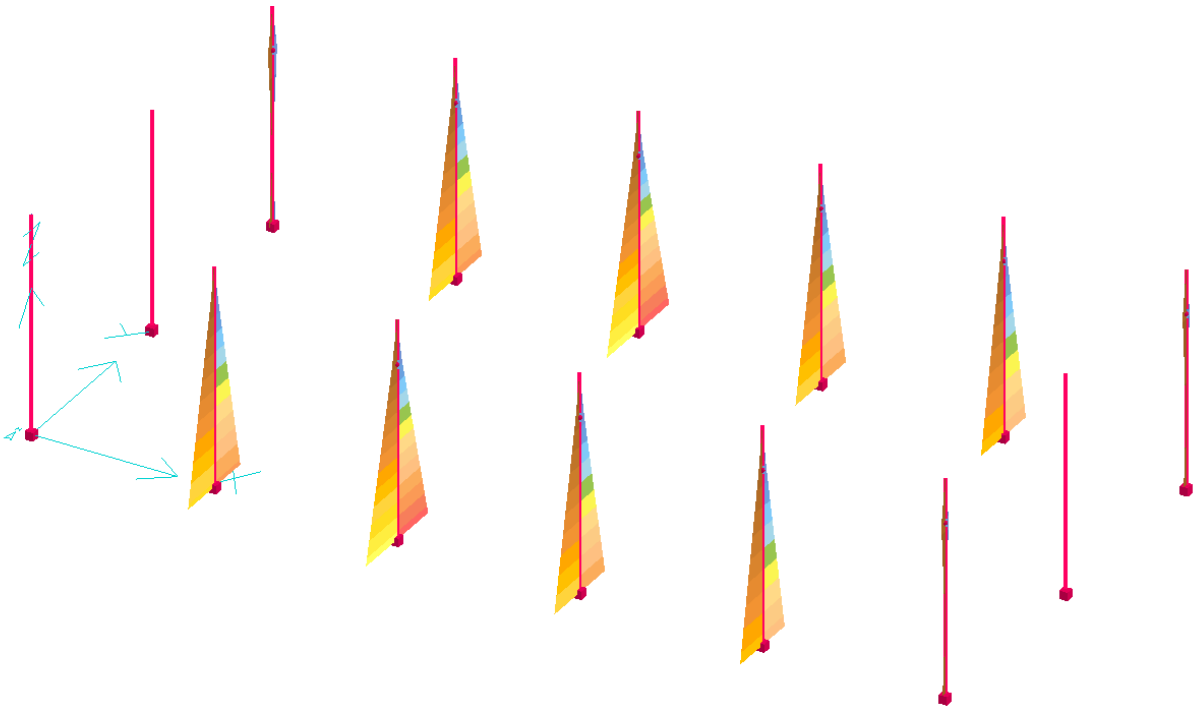


Figura 92 – Colonne – Momenti flettenti Mz



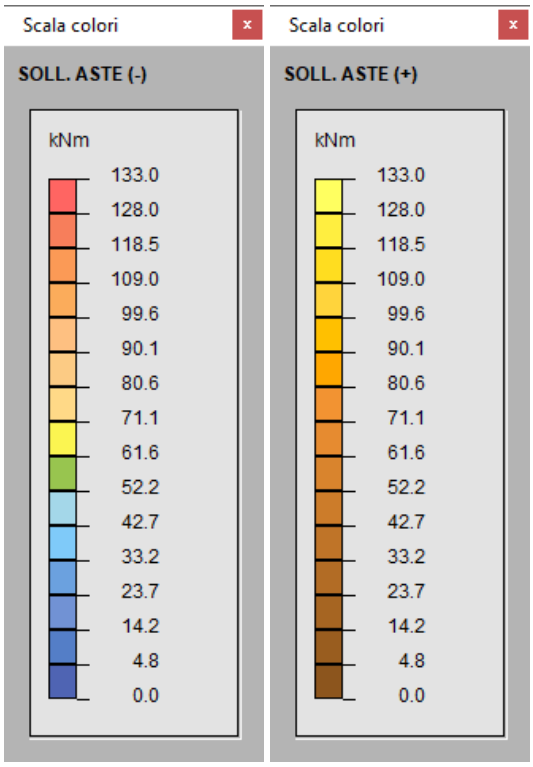


Figura 93 – Colonne – Momenti flettenti My

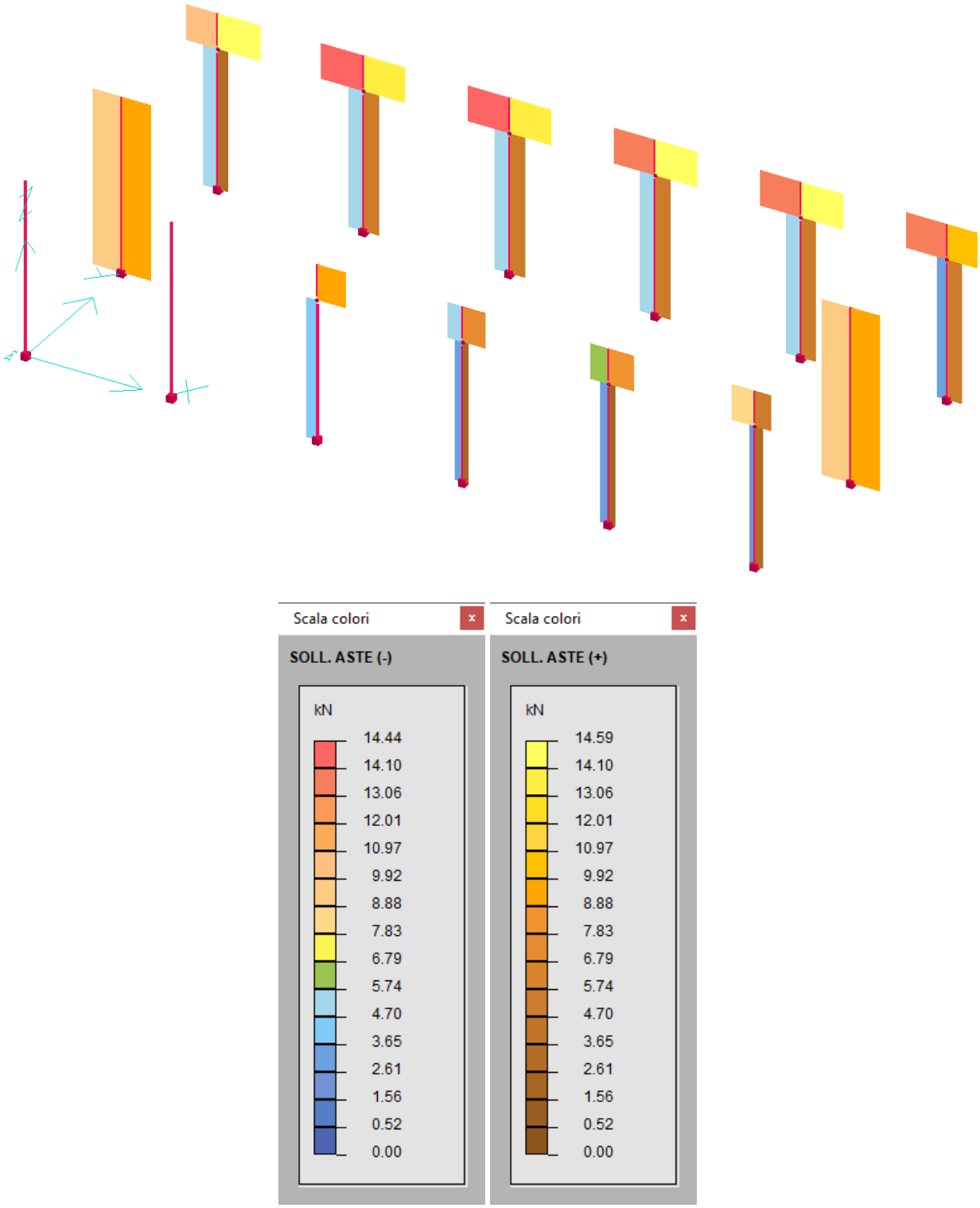


Figura 94 – Colonne – Tagli Ty

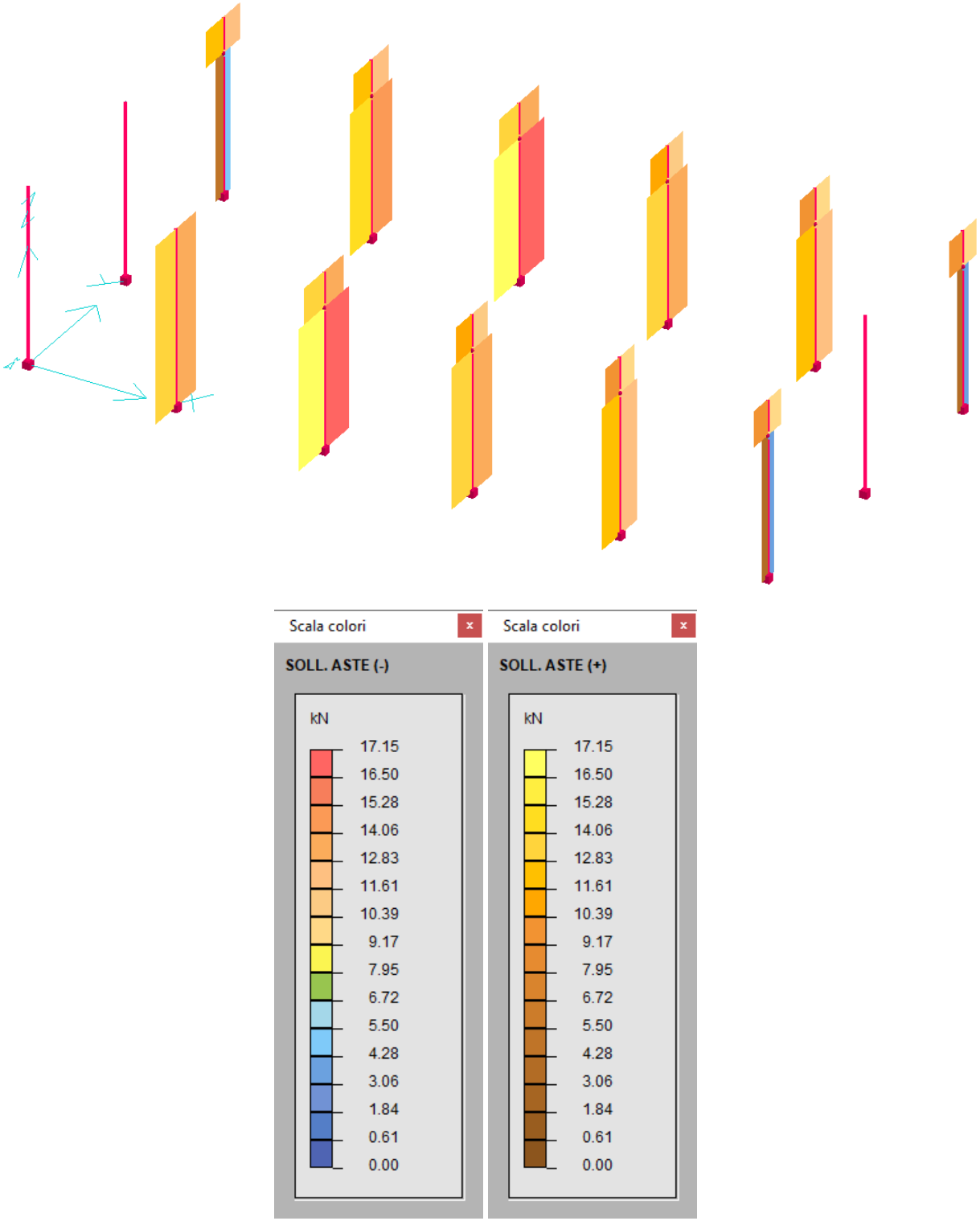


Figura 95 – Colonne – Tagli Tz

MODELLO 045_03

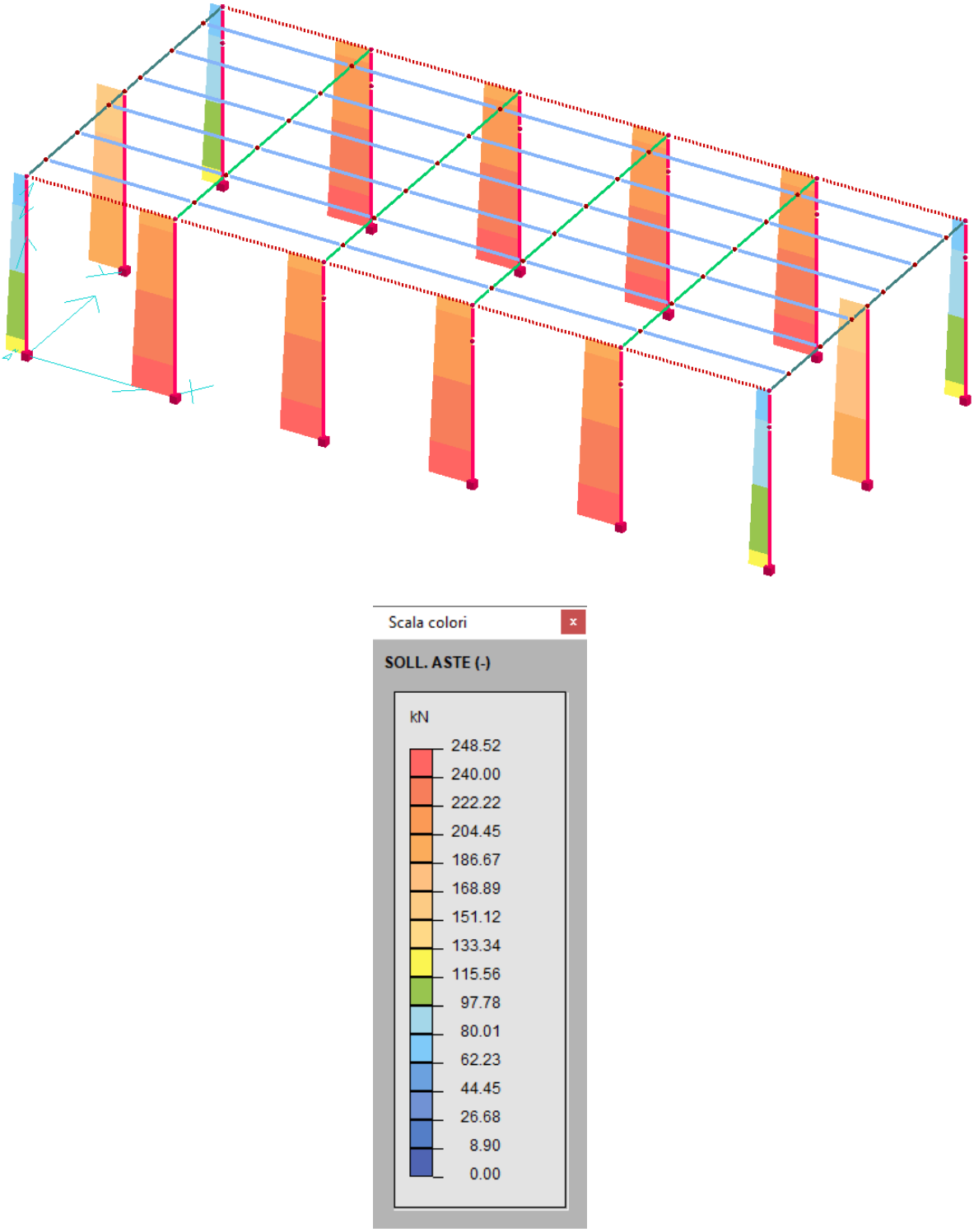
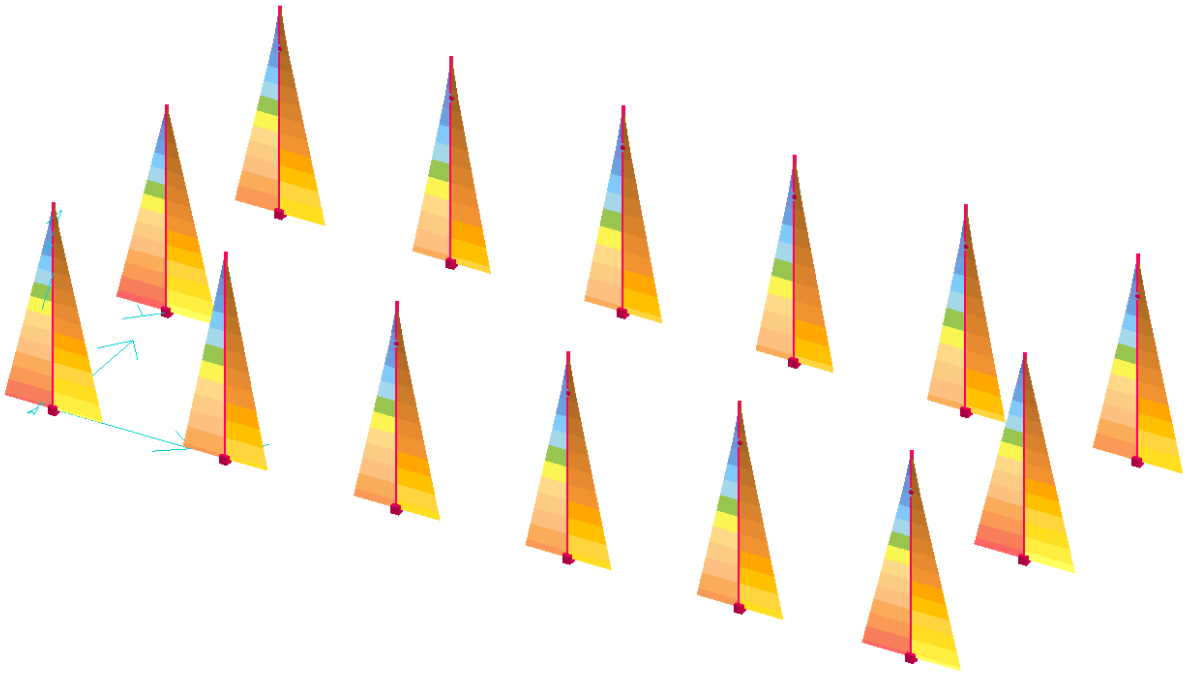


Figura 96 – Colonne – Sforzi assiali



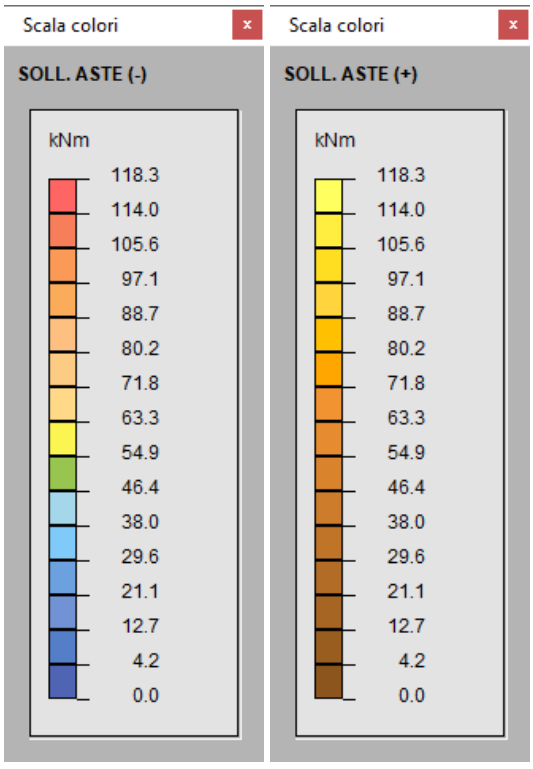


Figura 97 – Colonne – Momenti flettenti Mz

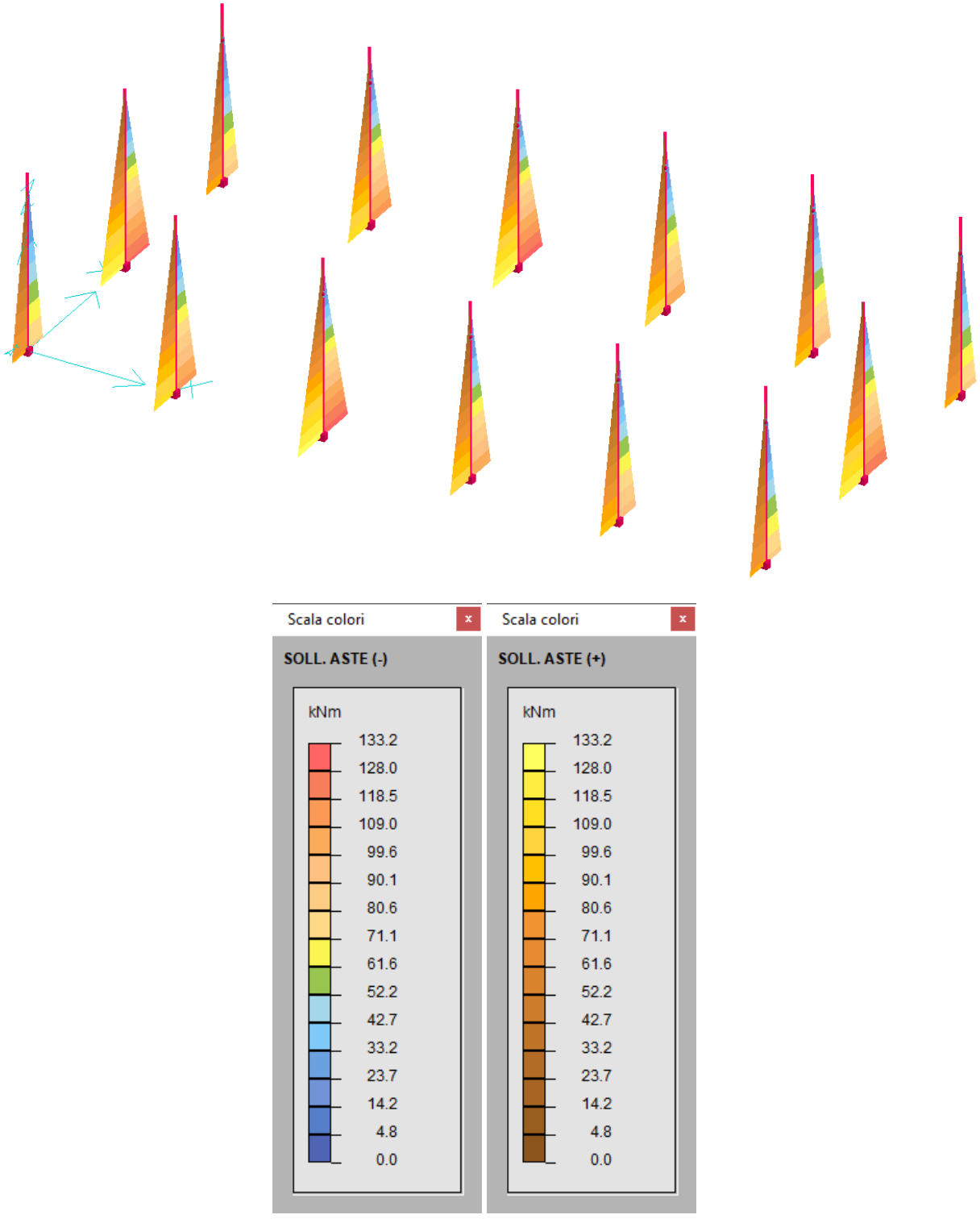
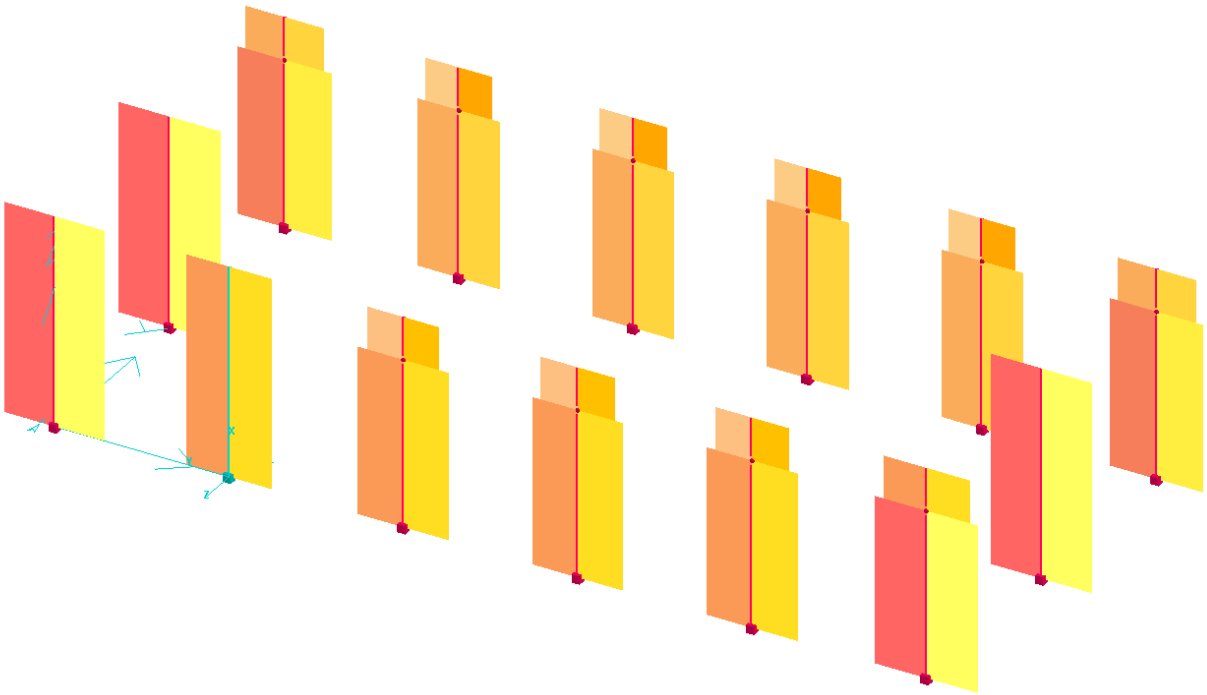


Figura 98 – Colonne – Momenti flettenti My



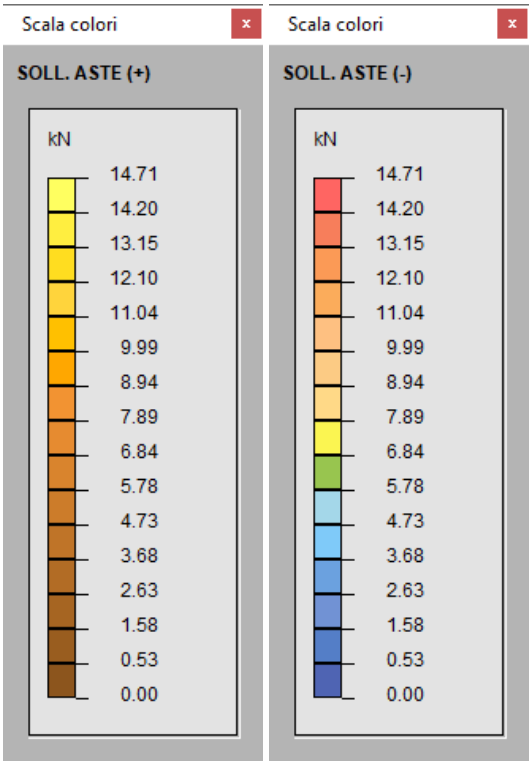


Figura 99 – Colonne – Tagli Ty

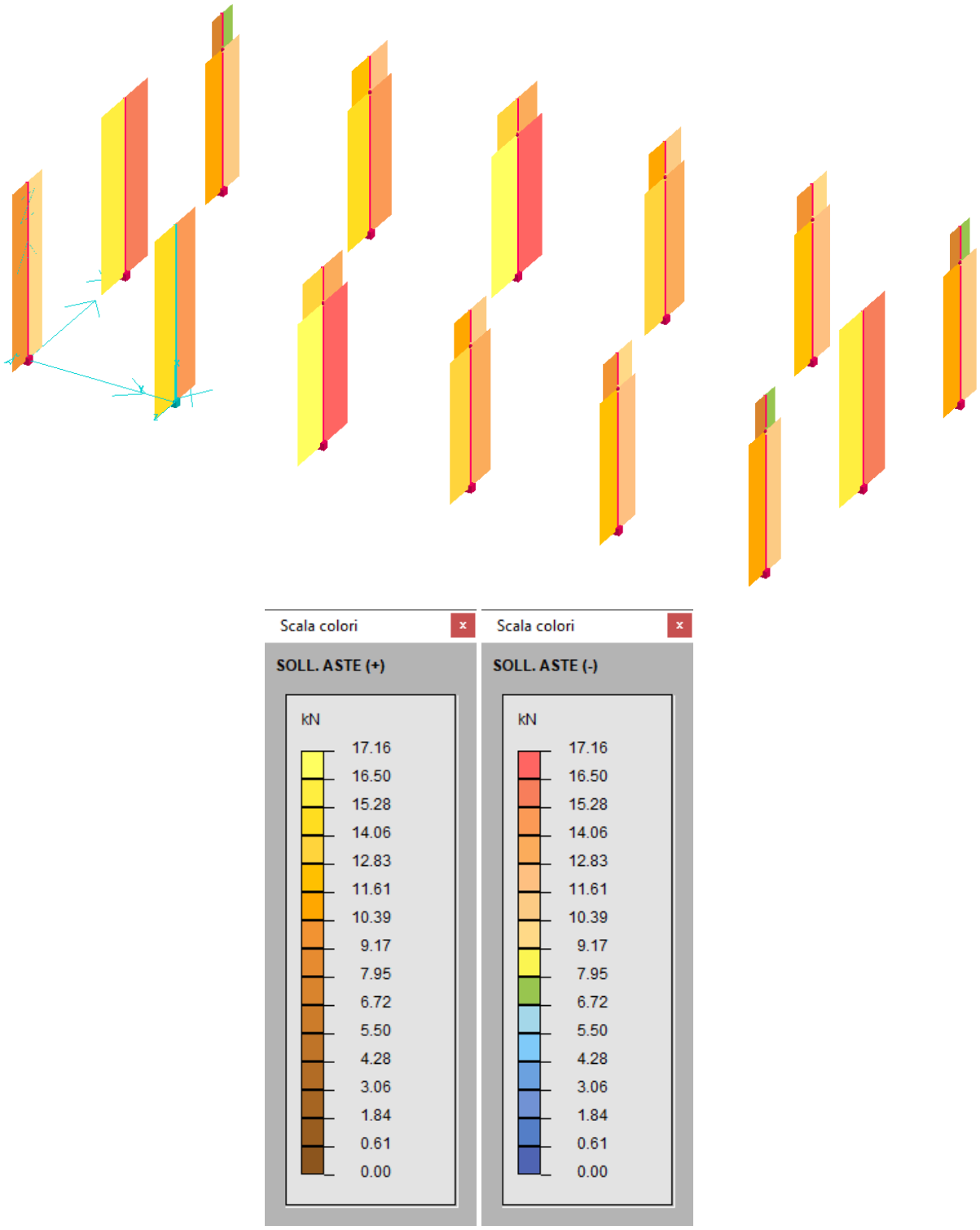


Figura 100 – Colonne – Tagli Tz

10.8 VERIFICHE

10.8.1 Verifica delle non linearità geometriche

Si valutano anche gli effetti delle non linearità geometriche, procedendo come indicato nel D.M. 17/01/2018, di cui si riporta un estratto:

Effetti delle non linearità geometriche
Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h} \qquad [7.3.3]$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo *SLV*, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a 1/(1−θ), quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

CONTROLLO RIGIDEZZE STRUTTURALI

Quota del piano | 815.0 |[cm]

Rigidezza KX (/1000) | 7.849 |[kN/m]
Rigidezza KY (/1000) | 7.341 |[kN/m]

Rigidezza Ktors (/1e6)| 0.9850 |[kNm]

Xk (centro rigidezze) | 911.9 |[cm]
Yk (centro rigidezze) | 362.3 |[cm]

Xg (baricentro) | 1688.9 |[cm]
Yg (baricentro) | 768.7 |[cm]

dimensione X | 3380 |[cm]
dimensione Y | 1544 |[cm]
raggio rigidezza (rx) | 1158 |[cm]

raggio rigidezza (ry) | 1120 |[cm]
raggio giratorio (ls) | 1073 |[cm]

MIN(rx , ry) / ls | 1.0444 | ok (> 1)

2° ordine (theta X) | 6.15 |[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y) | 6.57 |[%] ok (< 10%)

Percentuale dinamica X| 100.00 |[%]
Percentuale dinamica Y| 100.00 |[%]

Essendo i valori ottenuti **θ < 0.1** gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati e non si applica il relativo coefficiente moltiplicativo all'azione sismica.

10.8.2 Verifica a pressoflessione dei pilastri

Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pilastri per i casi di carico sismici e statici considerati. Queste vengono riportate per tutti i modelli di calcolo e con riferimento alle tre tipologie di pilastri presenti:

- Pilastri tipologici
- Pilastri di mezzeria del lato minore
- Pilastri d'angolo.

10.8.2.1 Pilastri centrali

La sezione, come si evince dagli elaborati progettuali, risulta armata a flessione con:

- 3+3 ϕ14
- 6+6 ϕ6

Secondo lo schema sotto riportato:

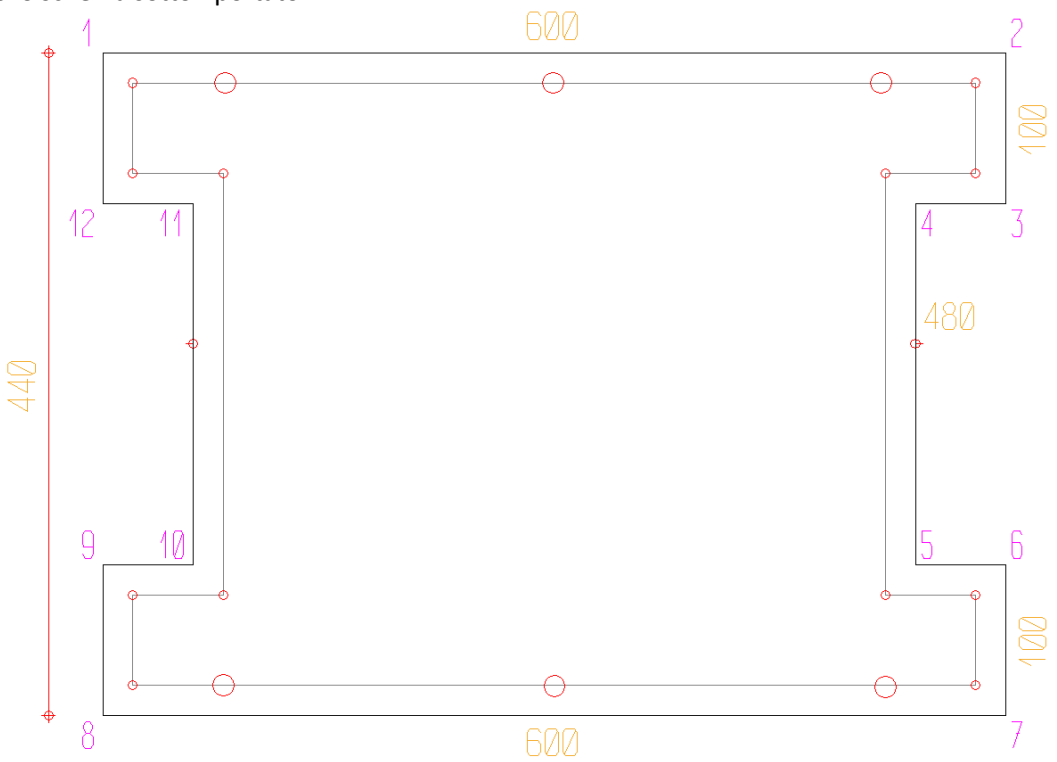
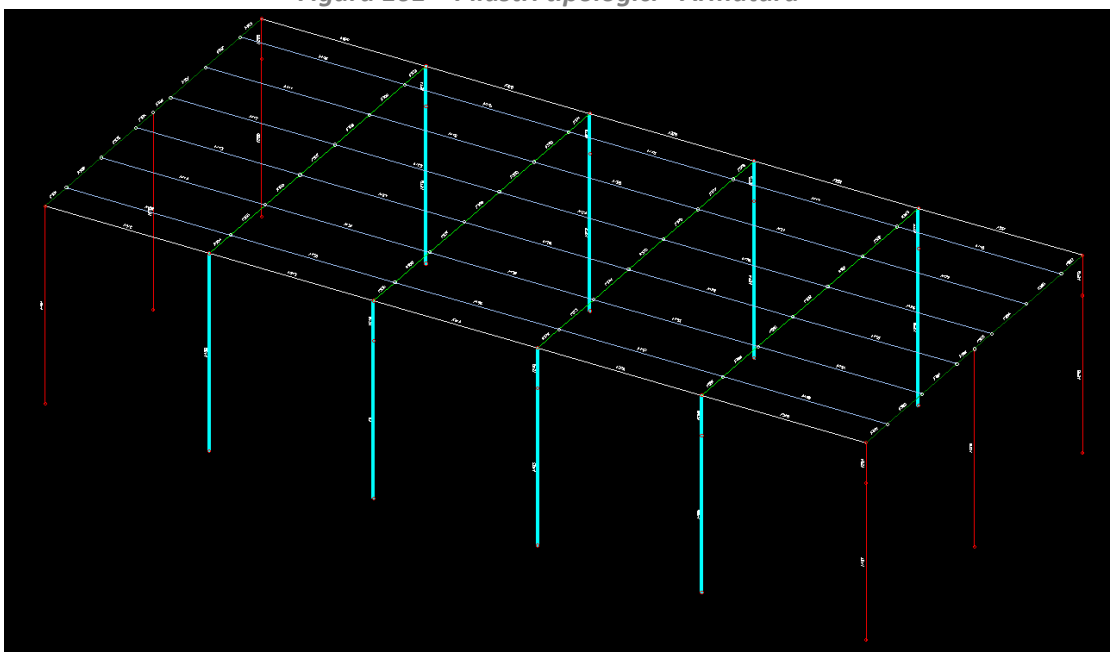


Figura 101 – Pilastri tipologici - Armatura



10.8.2.1.1 Statiche

MODELLO 045_50 – FASE STATICA

```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_50
Nome file      : Pilastri_Tipologici.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
        Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
        S      = Sigma (tensioni sui materiali);
        D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
        Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.   ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.   ; ftd = 391.304 (0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: a I
Cls:                    Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1| -300.|  440.|         1|  217.|  420.|  14.   | 1.5394|
 1- 2|  300.|  440.|         2|   -1.|  420.|  14.   | 1.5394|
 1- 3|  300.|  340.|         3| -219.|  420.|  14.   | 1.5394|
 1- 4|  240.|  340.|         4|  220.|   19.|  14.   | 1.5394|
 1- 5|  240.|  100.|         5|    0.|   19.|  14.   | 1.5394|
 1- 6|  300.|  100.|         6| -220.|   20.|  14.   | 1.5394|
 1- 7|  300.|    0.|         7| -280.|   80.|   6.   |  .2827|
 1- 8| -300.|    0.|         8| -280.|   20.|   6.   |  .2827|
 1- 9| -300.|  100.|         9|  280.|   80.|   6.   |  .2827|
 1-10| -240.|  100.|        10|  280.|   20.|   6.   |  .2827|
 1-11| -240.|  340.|        11|  220.|   80.|   6.   |  .2827|
 1-12| -300.|  340.|        12| -220.|   80.|   6.   |  .2827|
                           13| -280.|  420.|   6.   |  .2827|
                           14| -280.|  360.|   6.   |  .2827|
                           15| -220.|  360.|   6.   |  .2827|
                           16|  220.|  360.|   6.   |  .2827|
                           17|  280.|  360.|   6.   |  .2827|
                           18|  280.|  420.|   6.   |  .2827|

                        SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=  220.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
 1|     -383.22|         0.   |      -198.9648|Caso 7.2-A276- P1   |My+:-198.9648/-29.7689=6.6836
 2|     -383.22|         0.   |       199.0556|Caso 7.1-A276- P1   |My+:199.0556/29.7689=6.6867
 3|     -383.22|      -169.5133|         0.   |Caso 8.2-A193- P1   |Mz-:-169.5133/-142.7861=1.1872
 4|     -383.22|       169.472 |         0.   |Caso 8.1-A193- P1   |Mz+:169.472/142.7861=1.1869
 5|     -432.56|         0.   |         0.   |Caso 2.1-A195- P1   |

                                RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz          |  muy          |  lambda      |
  1.| -.00000006238|  .00022454092|  .00369516915|
  2.| -.00000050051| -.00022458524|  .00370334327|
```

```
  3.|  .00028595937|  .00000022927| -.00202489405|
  4.| -.00028549292| -.00000008013|  .0105356432 |
  5.| -.00000000078| -.0000000006 | -.00010596737|

Deformazioni massime sui materiali:
      Cls                                  Acciaio lento
sol   vert.|D cls    |S cls    |Ve|        ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 1| -3.0438|  -16.67|si|          10.|  9.9822|  391.23|si|
  2    1- 2| -3.0562|  -16.67|si|           8.|  9.9907|  391.31|si|
  3    1- 8| -2.0318|  -16.67|si|          18.|  9.9918|  391.32|si|
  4    1- 2| -2.0284|  -16.67|si|           4.|  9.9952|  391.35|si|
  5    1- 2|  -.106 |   -1.72|si|           8.|  -.106 |  -22.25|si|
```

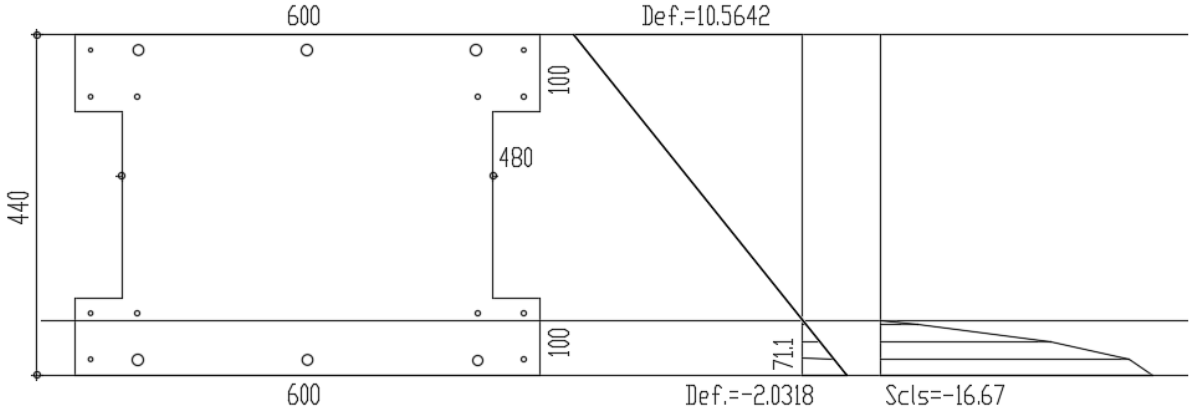
VERIFICA SODDISFATTA CON FS = 1.18

Al fine di non appesantire la lettura della presente, si riporta il solo diagramma relativo alla combinazione di sollecitazioni che dà fattore di sicurezza minimo.

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_50
Nome file    : Pilastri_Tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -383.22
Mdz= -169.5133
Mdy=    0.
Mzult/Mdz=-169.5133 / -142.7861 =1.18718

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 2.85959368574753E-04
muy= 2.29266950178113E-07
lam=-2.02489404949529E-03
```



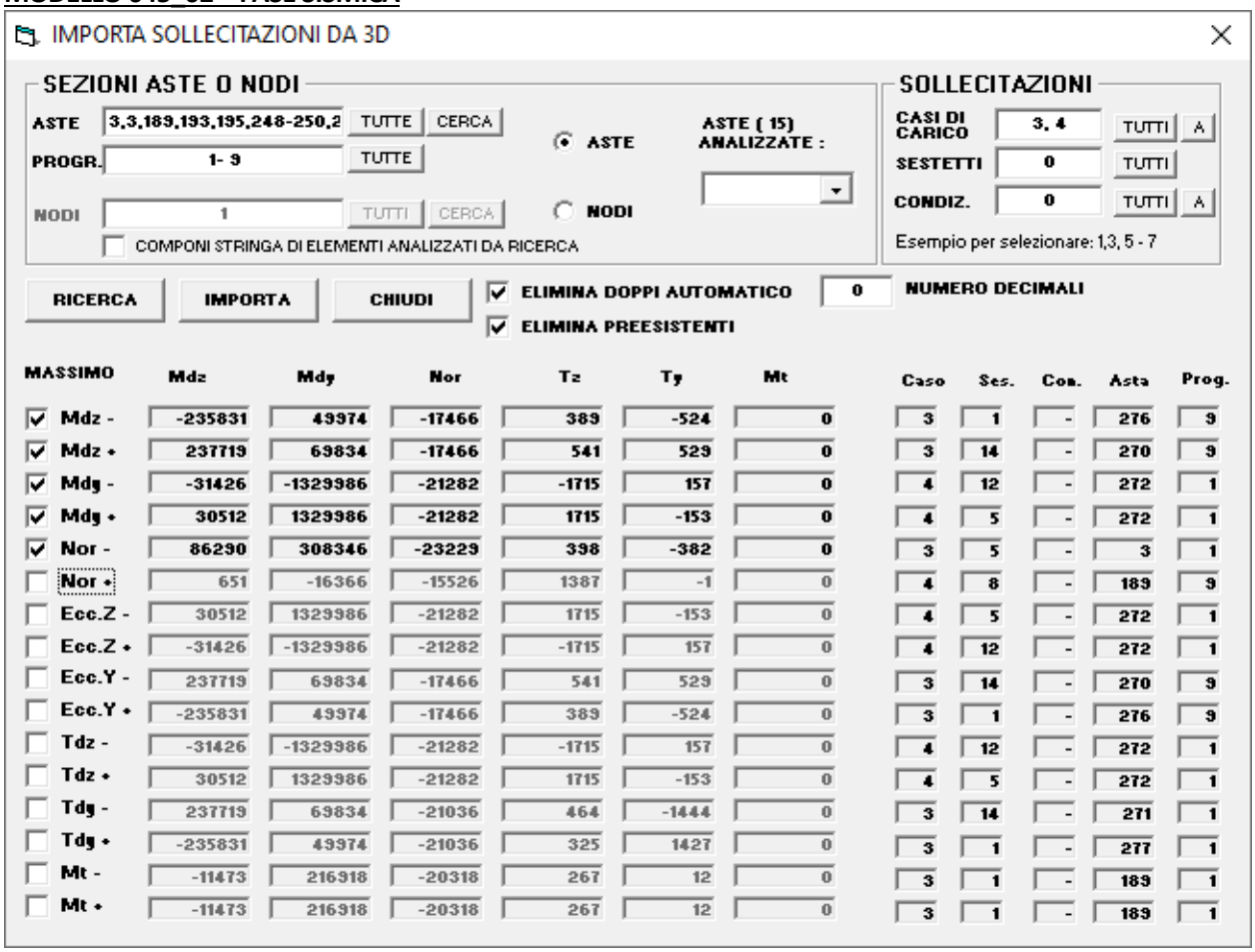

```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ve|
|  8| -300.|   0.1| -2.03177| -16.67|si|

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Ve|
|  18|  280.|  420.|    6|    .28| 9.99182|  391.32|si|

% ARMAT.: tesa= .32; comp.= .22; tot.= .54
```

10.8.2.1.2 Sismiche

MODELLO 045_02 – FASE SISMICA




```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_02
Nome file      : Pilastri_Tipologici.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                              MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.    ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.    ; ftd = 391.304 (0.999%)

                              SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: a I
Cls:                      Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
```

1- 1	-300.	440.	1	217.	420.	14.	1.5394
1- 2	300.	440.	2	-1.	420.	14.	1.5394
1- 3	300.	340.	3	-219.	420.	14.	1.5394
1- 4	240.	340.	4	220.	19.	14.	1.5394
1- 5	240.	100.	5	0.	19.	14.	1.5394
1- 6	300.	100.	6	-220.	20.	14.	1.5394
1- 7	300.	0.	7	-280.	80.	6.	.2827
1- 8	-300.	0.	8	-280.	20.	6.	.2827
1- 9	-300.	100.	9	280.	80.	6.	.2827
1-10	-240.	100.	10	280.	20.	6.	.2827
1-11	-240.	340.	11	220.	80.	6.	.2827
1-12	-300.	340.	12	-220.	80.	6.	.2827
			13	-280.	420.	6.	.2827
			14	-280.	360.	6.	.2827
			15	-220.	360.	6.	.2827
			16	220.	360.	6.	.2827
			17	280.	360.	6.	.2827
			18	280.	420.	6.	.2827

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 220. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
1	-174.66	4.9974	-155.603	Caso 3.1-A276- P9	My+:-155.603/-23.5831=6.5981
2	-174.66	6.9834	155.5122	Caso 3.14-A270- P9	My+:155.5122/23.7719=6.5419
3	-212.82	-138.336	-3.1426	Caso 4.12-A272- P1	Mz-:-138.336/-132.9986=1.0401
4	-212.82	138.3773	3.0512	Caso 4.5-A272- P1	Mz+:138.3773/132.9986=1.0404
5	-4162.73	30.8346	8.629	Caso 3.5-A3- P1	N -:-4162.73/-232.29=17.92

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.0000059182	.00021173594	.00408156213
2.	-.00000858924	-.00021039482	.00411029239
3.	.0002755285	.00000214594	-.0016327494
4.	-.00027553494	-.00000193834	.01048748816
5.	-.00005128161	-.00000538758	-.00108242769

Deformazioni massime sui materiali:

	Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-2.5309	-16.67	si	10.	9.9983	391.38	si
2	1- 2	-2.5795	-16.67	si	8.	9.9842	391.25	si
3	1- 8	-1.6971	-16.28	si	18.	9.9995	391.39	si
4	1- 2	-1.6942	-16.28	si	8.	9.9907	391.31	si
5	1- 2	-3.5004	-16.67	si	8.	-1.0341	-217.17	si

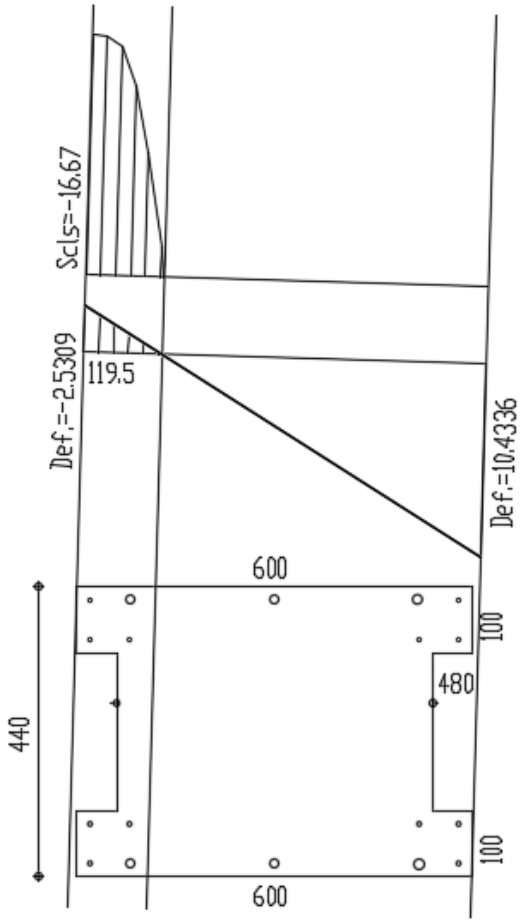
La sezione risulta verificata con Fattore di Sicurezza = 1.04

Seguono per completezza diagrammi di verifica.

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri_TipologiaI.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -174.66
Mdz=    4.9974
Mdy= -155.603
Myult/Mdy=-155.603 / -23.5831 = 6.59807355104973
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= nuz * y +muy * z + lam
nuz=-5.91819946131175E-06
muy= 2.11735943605792E-04
lam= 4.08156212870114E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |    Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  1| -300.|  440.| -2.53092|  -16.67|s||
```

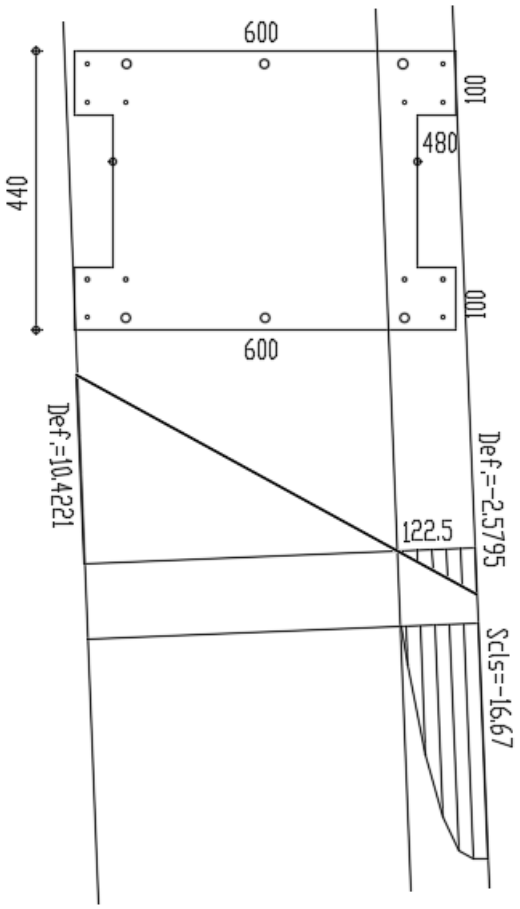
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |    Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr|S ferr|Ver|
|  1| 280.|   20.|    6|   .28| 9.99833| 391.38|s||
```

```
% ARMAT.: tesa= .33; comp.= .2; tot.= .54
```

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro : 045_02
Nome file : Pilastri_Tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 220. (baricentro CLS)
Nd = -174.66
Mdz= 6.9834
Mdy= 155.5122
Myult/Mdy=155.5122 / 23.7719 = 6.54185060122561

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-8.58923680804335E-06
muy=-2.10394819080543E-04
lam= 4.11029238570861E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	IVe
2	300.	440.	-2.57948	-16.67	s

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

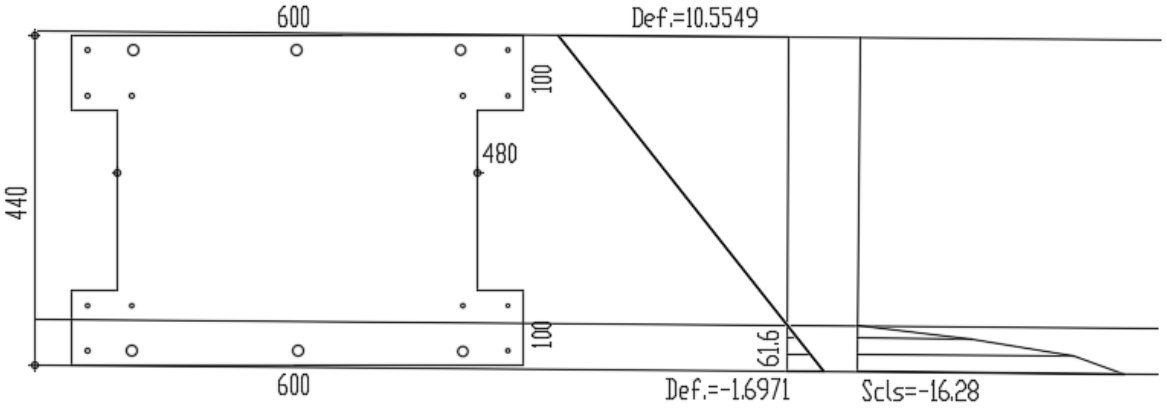
Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferr	S ferr	IVe
8	-280.	20.	6	.28	9.98417	391.25	s

% ARMAT.: tesa= .33; comp.= .2; tot.= .54

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a_I
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri_Tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -212.82
Mdz= -138.336
Mdy=   -3.1426
Mzult/Mdz=-138.336 / -132.9986 =1.04013
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo:  Rck=   36.14
               fck=   30.
               fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
               fyk=  430.
               ftk=  540.
               ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 2.755285030622226E-04
muy= 2.145944058394 79E-06
lam=-1.632749399788 39E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
Iveri    Z  I    Y  I  Dcls   I  Scls  IVei
I  81 -300.I    0.I -1.69713I  -16.28Is II
```

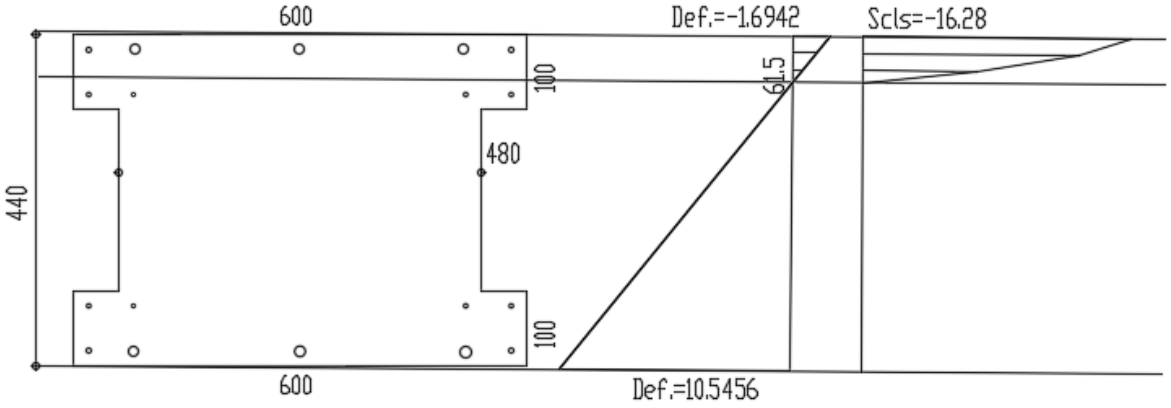
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
Iferi    Z  I    Y  IØ(mm)IAf(cm2)ID ferri IS ferri IVei
I 181  280.I  420.I    6I     .28I 9.99953I  391.39Is II

% ARMAT.: tesa= .32; comp.= .22; tot.= .54
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri_Tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -212.82
Mdz=  138.3773
Mdy=    3.0512
Mzult/Mdz=138.3773 / 132.9986 =1.04044
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon).
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-2.755349364050l5E-04
muy=-1.93834237858441E-06
lam= 1.04874881621785E-02
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  2|  300.|  440.| -1.6942 |  -16.28|s11|
```

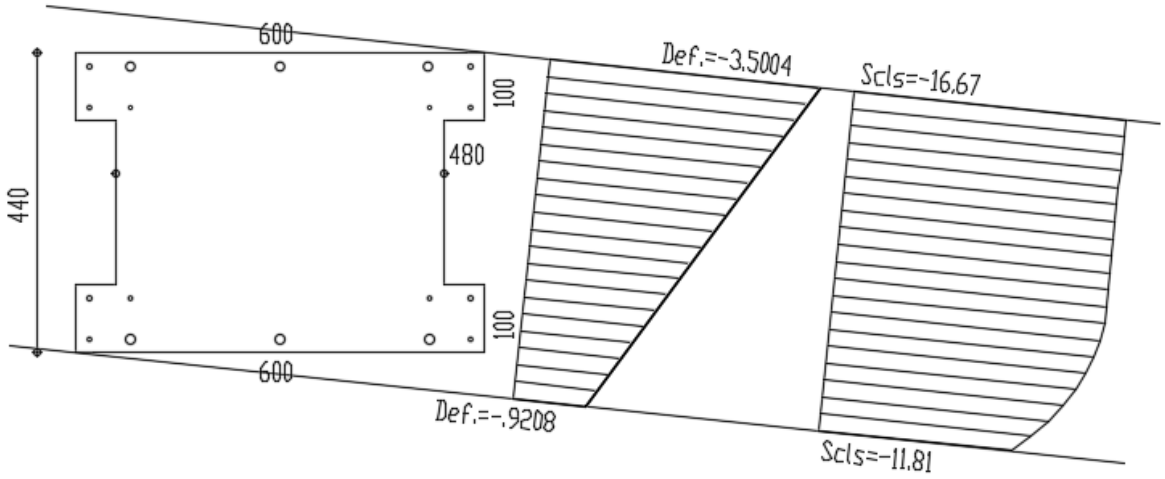
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Ver|
|  8| -280.|  20.|    6|    .28| 9.99069| 391.31|s11|

% ARMAT.: tesa= .32; comp.= .22; tot.= .54
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri_Tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =  -4162.73
Mdz=   30.8346
Mdy=    8.629
Nult/Nd=-4162.73 / -232.29 = 17.9204116385249
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-5.12816116337195E-05
muy=-5.387575750486S6E-06
lam=-1.08242769438244E-03
```

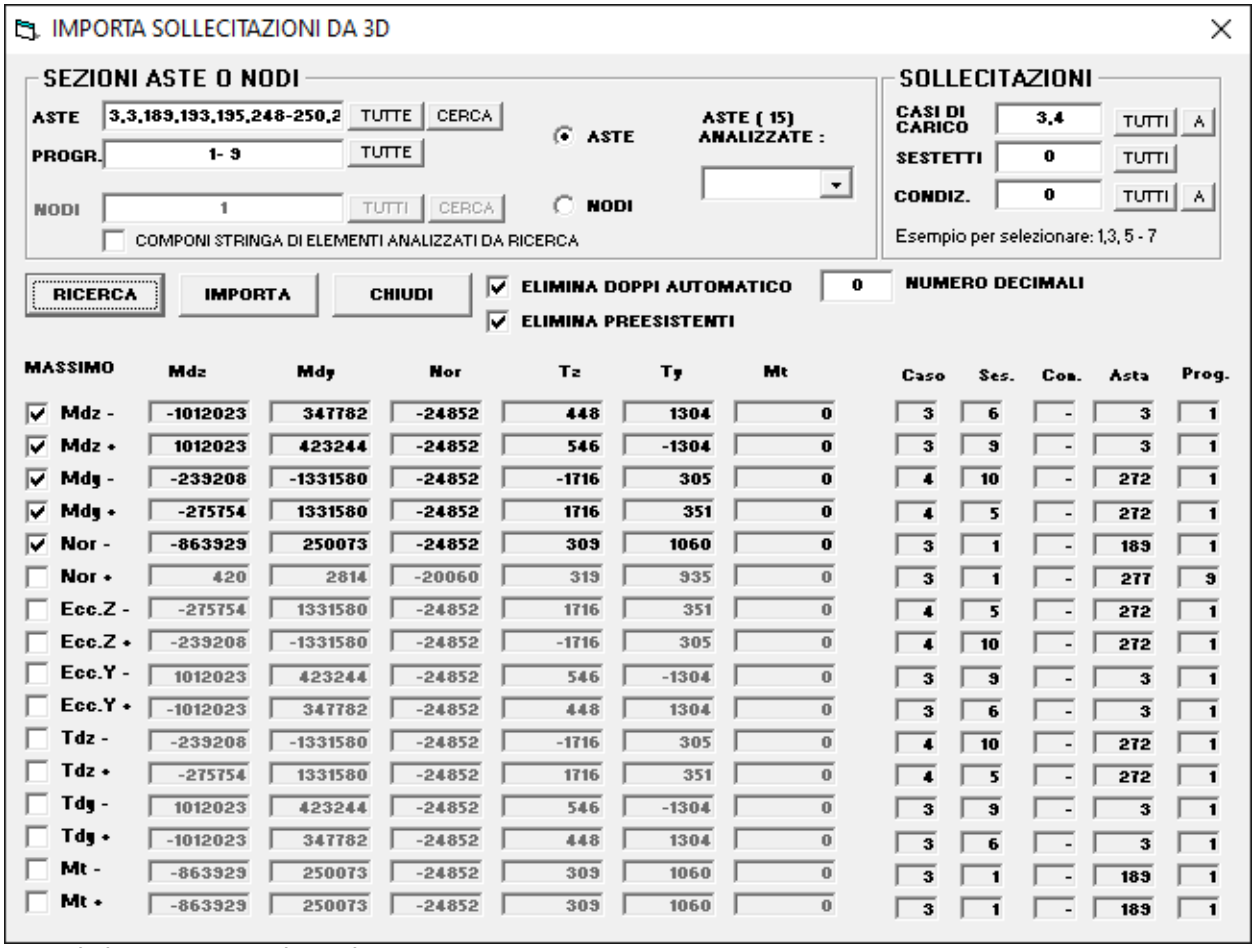



```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|verI   Z  I   Y  I  Dcls   I  Scls  IVeI
I  2I  300.I  440.I -3.50045I  -16.67IsII
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|ferI   Z  I   Y  Iø(mm)IAf(cm2)ID ferrI IS ferrI IVeI
I  8I -280.I   20.I    6I    .28I-1.03414I -217.17IsII

% ARMAT.: tesa= 0; comp.= .54; tot.= .54
```

MODELLO 045_03 – FASE SISMICA




```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_03
Nome file      : Pilastri_tipologici.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI
Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.    ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.   ; ftd = 391.304 (0.999%)

                                SEZIONE
L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: a I
Cls:                      Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1| -300.|  440.|         1|  217.|  420.|  14.   | 1.5394|
 1- 2|  300.|  440.|         2|   -1.|  420.|  14.   | 1.5394|
 1- 3|  300.|  340.|         3| -219.|  420.|  14.   | 1.5394|
 1- 4|  240.|  340.|         4|  220.|   19.|  14.   | 1.5394|
 1- 5|  240.|  100.|         5|    0.|   19.|  14.   | 1.5394|
```

```
1- 6|  300.|  100.|         6| -220.|   20.|  14.  | 1.5394|
1- 7|  300.|    0.|         7| -280.|   80.|   6.  |  .2827|
1- 8| -300.|    0.|         8| -280.|   20.|   6.  |  .2827|
1- 9| -300.|  100.|         9|  280.|   80.|   6.  |  .2827|
1-10| -240.|  100.|        10|  280.|   20.|   6.  |  .2827|
1-11| -240.|  340.|        11|  220.|   80.|   6.  |  .2827|
1-12| -300.|  340.|        12| -220.|   80.|   6.  |  .2827|
                            13| -280.|  420.|   6.  |  .2827|
                            14| -280.|  360.|   6.  |  .2827|
                            15| -220.|  360.|   6.  |  .2827|
                            16|  220.|  360.|   6.  |  .2827|
                            17|  280.|  360.|   6.  |  .2827|
                            18|  280.|  420.|   6.  |  .2827|

                                SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=  220.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
 1|     -248.52|       34.7782|     -167.3307|Caso 3.6-A3- P1     |My+:-167.3307/-101.2023=1.6534
 2|     -248.52|       42.3244|      165.1172|Caso 3.9-A3- P1     |My+:165.1172/101.2023=1.6316
 3|     -248.52|     -143.6233|      -23.9208|Caso 4.10-A272- P1  |Mz-:-143.6233/-133.158=1.0786
 4|     -248.52|      143.4168|      -27.5754|Caso 4.5-A272- P1   |Mz+:143.4168/133.158=1.077
 5|    -3901.79|       25.0073|      -86.3929|Caso 3.1-A189- P1   |N -:-3901.79/-248.52=15.7

                                RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz          |  muy          |  lambda       |
  1.| -.00004010999|  .00020143461|  .00443443315|
  2.| -.0000485622 | -.00019419908|  .00446080907|
  3.|  .00026775338|  .00001468302| -.00167045834|
  4.| -.00026650053|  .00001677981|  .0100573347 |
  5.| -.00001435268|  .00004432249| -.00154040924|

Deformazioni massime sui materiali:

      Cls                                  Acciaio lento
sol   vert.|D cls    |S cls    |Ve|        ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 1| -3.3734|  -16.67|si|          10.|  9.9944|  391.35|si|
  2    1- 2| -3.5019|  -16.67|no|           8.|  9.8013|  389.54|si|
  3    1- 8| -2.1109|  -16.67|si|          18.|  9.9863|  391.27|si|
  4    1- 1| -2.1721|  -16.67|si|          10.|  9.9942|  391.34|si|
  5    1- 1| -3.5016|  -16.67|no|          10.|  -.3281|  -68.9 |si|
```

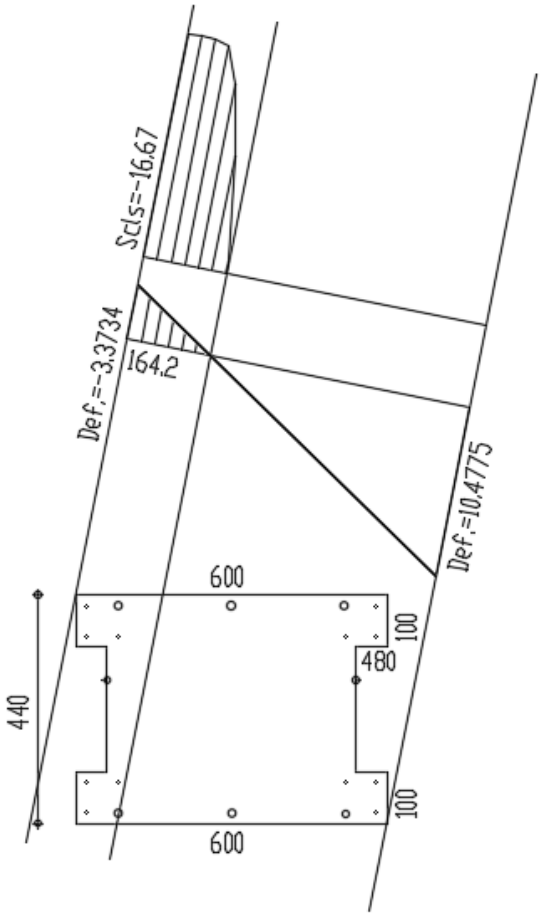
La sezione risulta verificata con Fattore di Sicurezza = 1.08

Seguono per completezza diagrammi di verifica.

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro : 045_03
Nome file : Pilastri_tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 220. (baricentro CLS)
Nd = -248.52
Mdz= 34.7782
Mdy= -167.3307
Myult/Mdy=-167.3307 / -101.2023 = 1.65342811792871

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.15
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon):

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-4.01099895609042E-05
muy= 2.01434614536464E-04
lam= 4.43443315247151E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	Ver
1	-300.	440.	-3.37344	-16.67	s

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

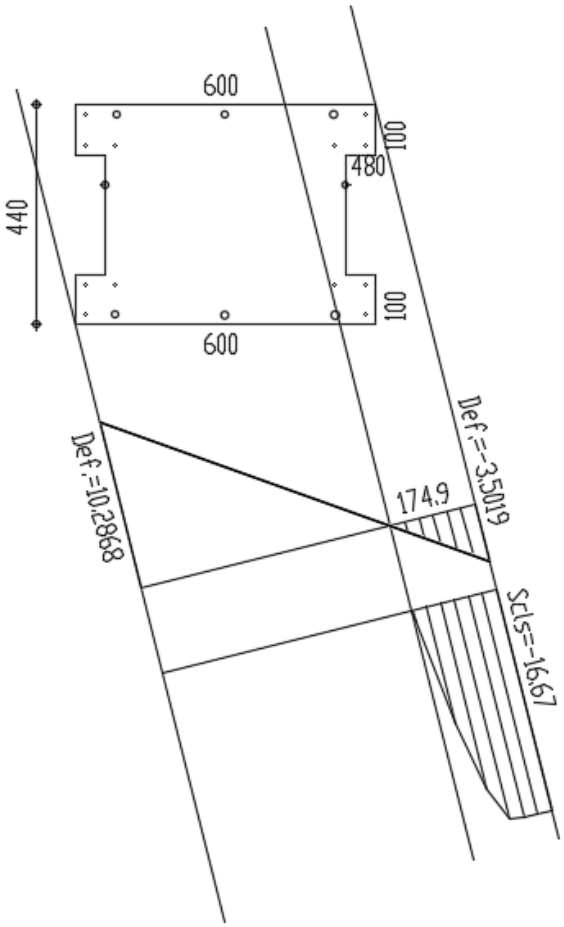
Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	Ver
10	280.	20.	6	.28	9.99438	391.35	s

% ARMAT.: teso= .33; comp.= .2; tot.= .54

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro : 045_03
Nome file : Pilastri_tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 220. (baricentro CLS)
Nd = -248.52
Mdz= 42.3244
Mdy= 165.1172
Myult/Mdy=165.1172 / 101.2023 = 1.63155589196058

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.15
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-4.85622007275399E-05
muy=-1.94199080769835E-04
lam= 4.46080906896271E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	Ver
2	300.	440.	-3.5019	-16.67	si

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

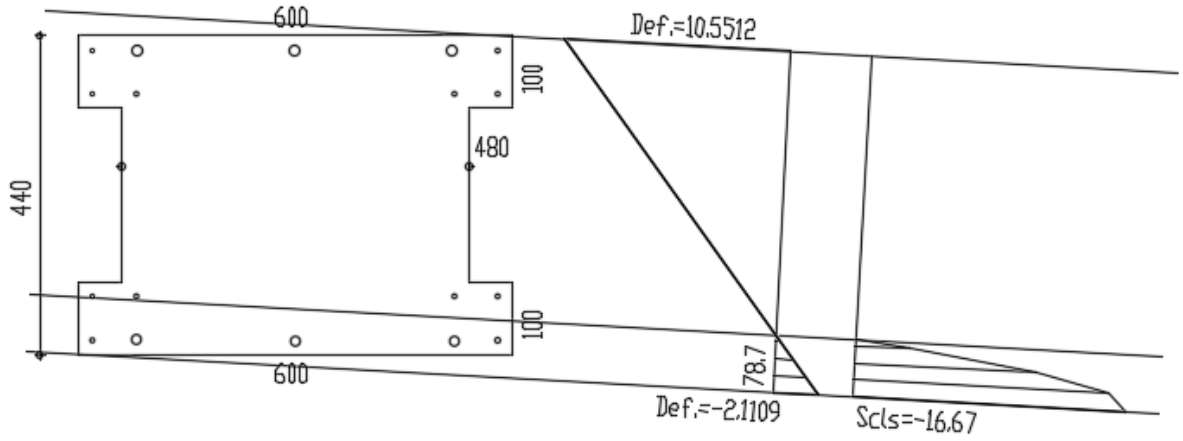
Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	Ver
8	-280.	20.	6	.28	9.80126	389.54	si

% ARMAT.: teso= .4; comp.= .14; tot.= .54

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_03
Nome file    : Pilastri_tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -248.52
Mdz= -143.6233
Mdy=  -23.9208
Mzult/Mdz=-143.6233 / -133.158 =1.07859
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.15
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
nuz= 2.677533776889999E-04
nuy= 1.468302088693 3E-05
lam=-1.670458340883 36E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|Veri   Z  |   Y  |  |cls    |  Scls  |Vei
|  8| -300.|    0.| -2.11095|  -16.67|s||
```

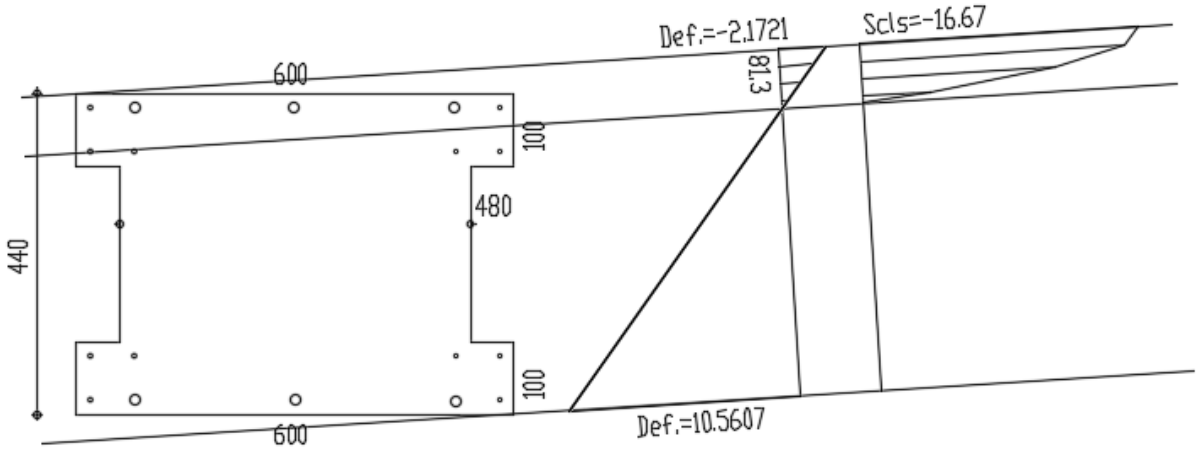
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|Feri   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri|S ferri |Vei
|  18| 280.| 420.|    6|   .28| 9.98631| 391.27|s||
```

```
% ARMAT.: tesa= .32; comp.= .22; tot= .54
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_03
Nome file    : Pilastri_tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -248.52
Mdz=  143.4168
Mdy=  -27.5754
Mzult/Mdz=143.4168 / 133.158 =1.07704
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.15
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2;
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y + muy * z + lam
muz=-2.66500533171175E-04
muy= 1.67798098012208E-05
lam= 1.00573346959922E-02
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
Iverl   Z  I   Y  I  Dcls   I  Scls  IVel
I  1I -300.I  440.I -2.17208I  -16.67Is1I
```

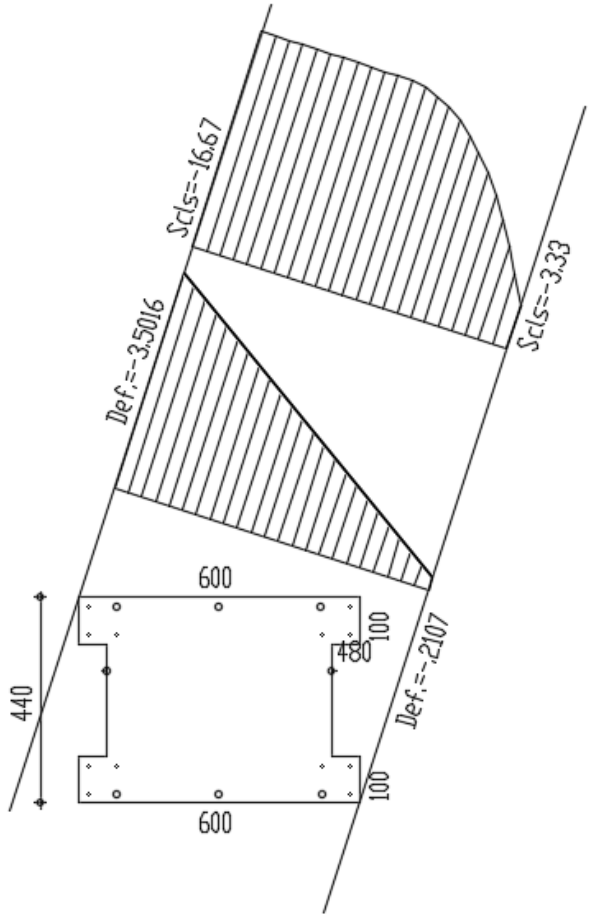
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
Iferl   Z  I   Y  I Ø(mm)IAf(cm2)ID ferri IS ferri IVel
I 10I  280.I   20.I    6I     28I 9.994171  391.34Is1I

% ARMAT.: tesa= .3; comp.= .23; tot.= .54
```

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro : 045_03
Nome file : Pilastri_tipologici.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 220. (baricentro CLS)
Nd = -3901.79
Mdz= 25.0073
Mdy= -86.3929
Nult/Nd=-3901.79 / -248.52 = 15.7001167728452

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.15
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-1.43526770411149E-05
muy= 4.43224899881145E-05
lam=-1.54040923785857E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|Veri Z | Y | Dcls | Scls |Vei
| 1| -300.| 440.| -3.5016 | -16.67|s||

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|Ferri Z | Y |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Vei
| 10| 280.| 20.| 6| .28| -.32808| -68.9 |s||

% ARMAT.: tesa= 0; comp= .54; tot.= .54

10.8.2.2 Pilastri su lato minore

La sezione, come si evince dagli elaborati progettuali, risulta armata a flessione con:

- 3+3 ϕ14
- 6+6 ϕ6

Secondo lo schema sotto riportato:

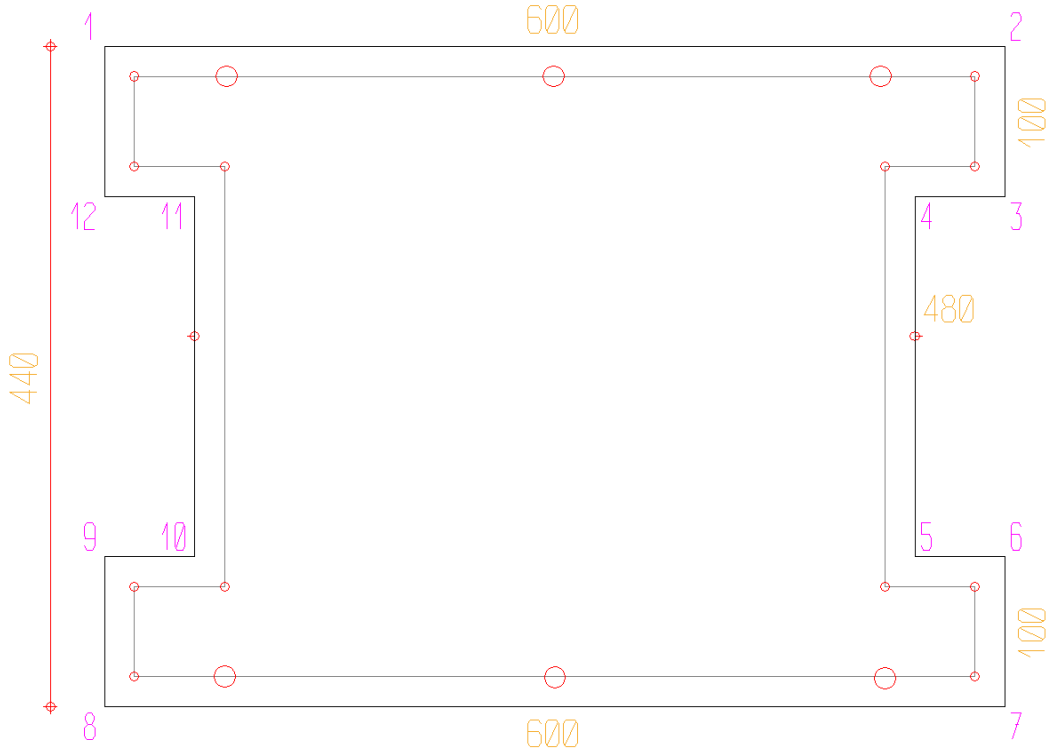
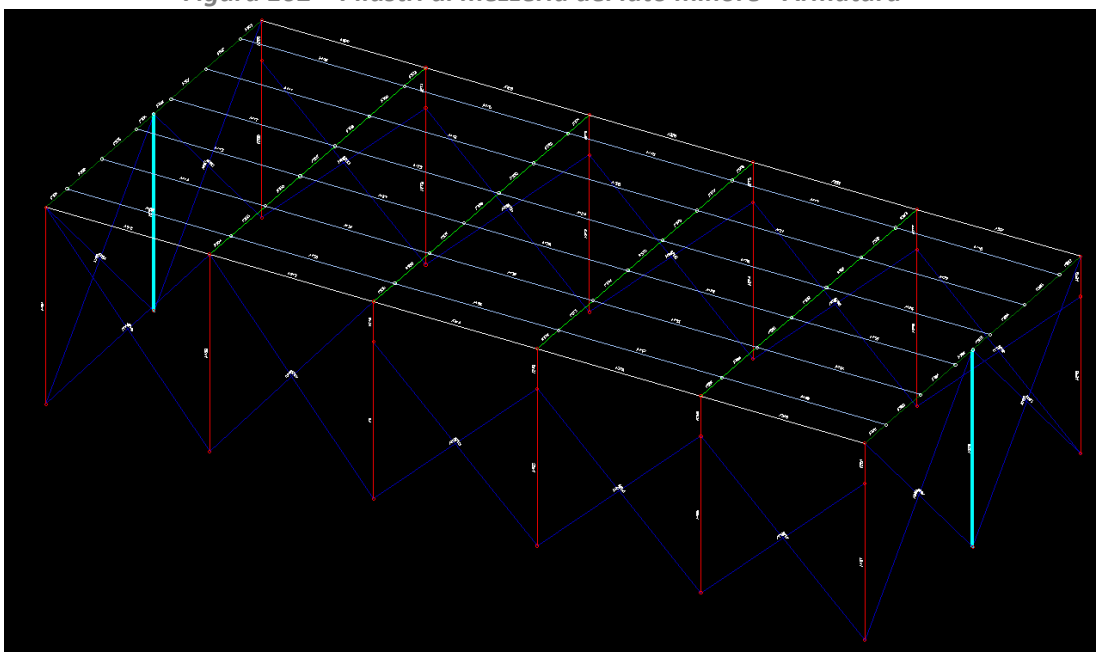


Figura 102 – Pilastri di mezzeria del lato minore - Armatura



10.8.2.2.1 Statiche

MODELLO 045_50 – FASE STATICA

```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_50
Nome file      : Pilastri_mezzeria.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
        Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
        S      = Sigma (tensioni sui materiali);
        D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
        Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.    ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.    ; fyk = 430.    ; ftd = 391.304
(0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: a I
Cls:                        Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1| -300.|  440.|         1|  217.|  420.|  14.   | 1.5394|
 1- 2|  300.|  440.|         2|   -1.|  420.|  14.   | 1.5394|
 1- 3|  300.|  340.|         3| -219.|  420.|  14.   | 1.5394|
 1- 4|  240.|  340.|         4|  220.|   19.|  14.   | 1.5394|
 1- 5|  240.|  100.|         5|    0.|   19.|  14.   | 1.5394|
 1- 6|  300.|  100.|         6| -220.|   20.|  14.   | 1.5394|
 1- 7|  300.|    0.|         7| -280.|   80.|   6.   |  .2827|
 1- 8| -300.|    0.|         8| -280.|   20.|   6.   |  .2827|
 1- 9| -300.|  100.|         9|  280.|   80.|   6.   |  .2827|
 1-10| -240.|  100.|        10|  280.|   20.|   6.   |  .2827|
 1-11| -240.|  340.|        11|  220.|   80.|   6.   |  .2827|
 1-12| -300.|  340.|        12| -220.|   80.|   6.   |  .2827|
                           13| -280.|  420.|   6.   |  .2827|
                           14| -280.|  360.|   6.   |  .2827|
                           15| -220.|  360.|   6.   |  .2827|
                           16|  220.|  360.|   6.   |  .2827|
                           17|  280.|  360.|   6.   |  .2827|
                           18|  280.|  420.|   6.   |  .2827|

                          SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=  220.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1
OK)
 1|     -304.18|      -155.2771|         0.    |Caso 7.2-A229- P1   |Mz-:-155.2771/-
89.0936=1.7429
 2|     -304.18|       155.2461|         0.    |Caso 7.1-A229- P1   |Mz+:155.2461/89.0936=1.7425
 3|     -304.18|         0.    |      -183.0277|Caso 8.2-A230- P1   |My+:-183.0277/-
44.9291=4.0737
 4|     -304.18|         0.    |       183.0958|Caso 8.1-A230- P1   |My+:183.0958/44.9291=4.0752
 5|    -4336.17|         0.    |         0.    |Caso 2.1-A230- P1   |N -:-4336.17/-334.34=12.969

                              RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz         |  muy         |  lambda      |
```

```
  1.|  .00028166055|  .00000022468| -.00184422382|
  2.| -.00028113743| -.0000000723 |  .01052480849|
  3.| -.0000000588 |  .00022061819|  .00381131319|
  4.| -.00000047924| -.00022034161|  .00381276922|
  5.| -.00000200484| -.0000018529 | -.00335349325|

Deformazioni massime sui materiali:

      Cls                                    Acciaio lento
sol   vert.|D cls    |S cls    |Ve|          ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 8| -1.851 |  -16.57|si|            18.|  9.9918|  391.32|si|
  2    1- 2| -1.8474|  -16.57|si|             4.|  9.9927|  391.33|si|
  3    1- 1| -2.8098|  -16.67|si|            10.|  9.9885|  391.29|si|
  4    1- 2| -2.8186|  -16.67|si|             8.|  9.9814|  391.22|si|
  5    1- 2| -3.4973|  -16.67|si|             8.| -3.3056| -328.67|si|
```

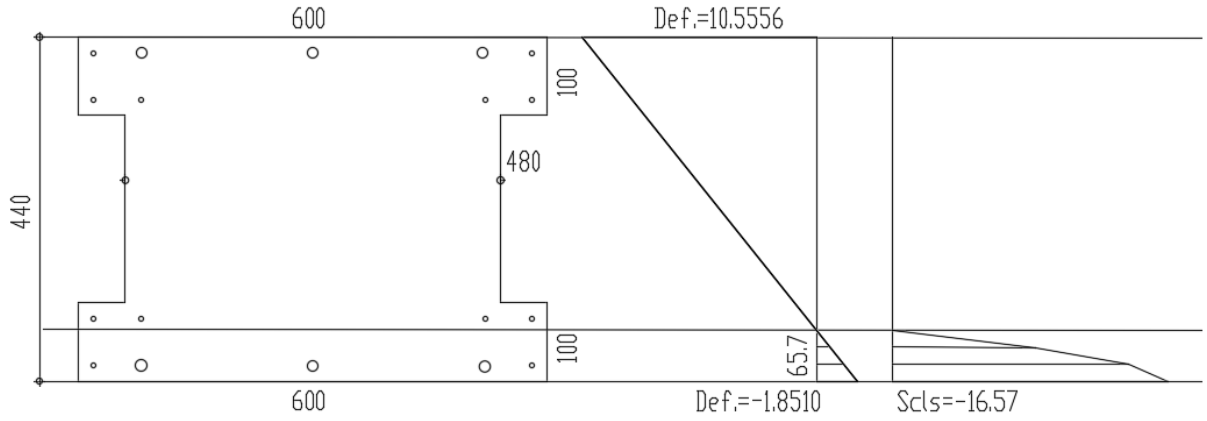
VERIFICA SODDISFATTA CON FS = 1.74

Al fine di non appesantire la lettura della presente, si riporta il solo diagramma relativo alla combinazione di sollecitazioni che dà fattore di sicurezza minimo.

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_50
Nome file    : Pilastri_mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -304.18
Mdz= -155.2771
Mdy=    0.
Mzult/Mdz=-155.2771 / -89.0936 =1.74285

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo:  Rck=   36.14
               fck=   30.
               fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
               fyk=  430.
               ftk=  540.
               ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 2.8166055450301E-04
muy= 2.24681606892664E-07
lam=-1.84422381945467E-03
```



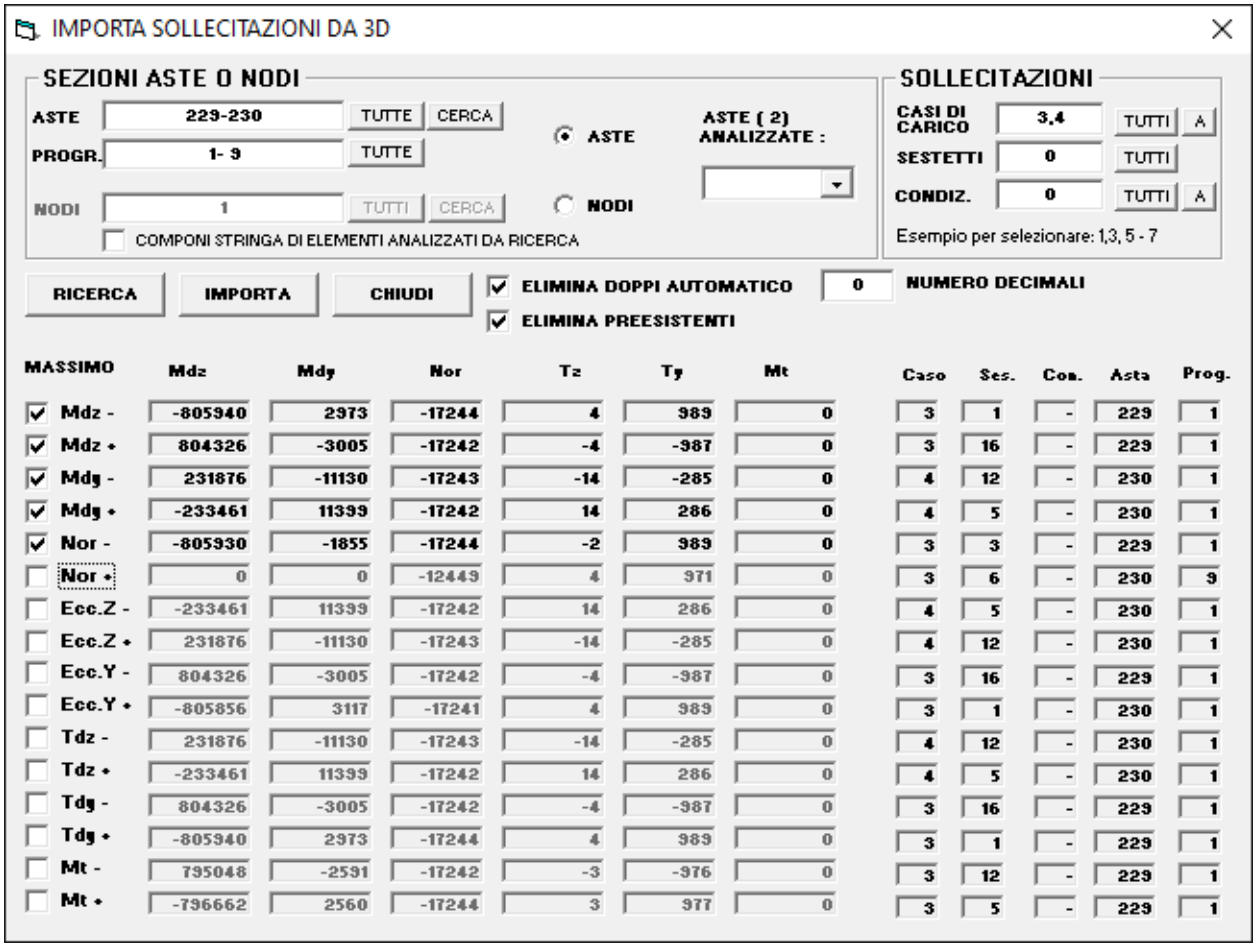

```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  | Dcls   |  Scls  |Ve|
|  8| -300.|   0.1| -1.85096|  -16.57|si|

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Ve|
|  1|  280.|  420.1|    6|   .28| 9.99181| 391.32|si|

% ARMAT.: tesa= .32; comp.= .22; tot.= .54
```

10.8.2.2.2 Sismiche

MODELLO 045_02 – FASE SISMICA




```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_02
Nome file      : Pilastri_mezzeria.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.    ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.    ; ftd = 391.304 (0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: a I
Cls:                    Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
```

```
1- 1| -300.|  440.|         1|  217.|  420.|  14.  | 1.5394|
1- 2|  300.|  440.|         2|   -1.|  420.|  14.  | 1.5394|
1- 3|  300.|  340.|         3| -219.|  420.|  14.  | 1.5394|
1- 4|  240.|  340.|         4|  220.|   19.|  14.  | 1.5394|
1- 5|  240.|  100.|         5|    0.|   19.|  14.  | 1.5394|
1- 6|  300.|  100.|         6| -220.|   20.|  14.  | 1.5394|
1- 7|  300.|    0.|         7| -280.|   80.|   6.  |  .2827|
1- 8| -300.|    0.|         8| -280.|   20.|   6.  |  .2827|
1- 9| -300.|  100.|         9|  280.|   80.|   6.  |  .2827|
1-10| -240.|  100.|        10|  280.|   20.|   6.  |  .2827|
1-11| -240.|  340.|        11|  220.|   80.|   6.  |  .2827|
1-12| -300.|  340.|        12| -220.|   80.|   6.  |  .2827|
                            13| -280.|  420.|   6.  |  .2827|
                            14| -280.|  360.|   6.  |  .2827|
                            15| -220.|  360.|   6.  |  .2827|
                            16|  220.|  360.|   6.  |  .2827|
                            17|  280.|  360.|   6.  |  .2827|
                            18|  280.|  420.|   6.  |  .2827|

                                SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=  220.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
 1|     -172.44|      -130.9031|          .2973|Caso 3.1-A229- P1   |Mz-:-130.9031/-80.594=1.6242
 2|     -172.42|       130.9031|         -.3005|Caso 3.16-A229- P1  |Mz+:130.9031/80.4326=1.6275
 3|     -172.43|        23.1876|      -153.1966|Caso 4.12-A230- P1  |My+:-153.1966/-1.113=137.64
 4|     -172.42|       -23.3461|       153.4236|Caso 4.5-A230- P1   |My+:153.4236/1.1399=134.59
 5|    -3873.08|       -80.593 |         -.1855|Caso 3.3-A229- P1   |N -:-3873.08/-172.44=22.461

                                    RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz          |  muy          |  lambda      |
  1.|  .00027439631|  .00000003844| -.00154553698|
  2.| -.00027397356|  .00000012513|  .01050768901|
  3.| -.00002637884|  .00020289525|  .00435515122|
  4.|  .00002607958| -.00020306413|  .00320277751|
  5.|  .00006655492|  .0000000615 | -.00349618689|


Deformazioni massime sui materiali:

      Cls                                  Acciaio lento
sol   vert.|D cls   |S cls   |Ve|         ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 8| -1.5467|  -15.81|si|           18.|  9.9802|  391.21|si|
  2    1- 1| -1.5509|  -15.83|si|            4.|  9.9935|  391.34|si|
  3    1- 1| -2.8924|  -16.67|si|           10.|  9.9835|  391.24|si|
  4    1- 7| -2.8891|  -16.67|si|           13.|  9.9839|  391.25|si|
  5    1- 8| -3.498 |  -16.67|si|           18.|  -.6992| -146.82|si|
```

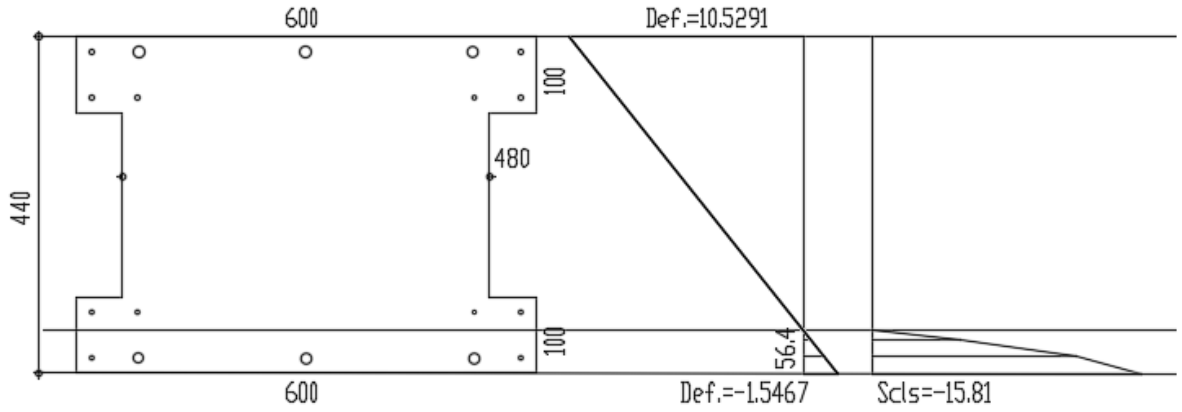
La sezione risulta verificata con Fattore di Sicurezza = 1.62

Seguono per completezza diagrammi di verifica.

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri_mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -172.44
Mdz= -130.9031
Mdy=     .2973
Mzult/Mdz=-130.9031 / -80.594 =1.62423
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
E=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= nuz * y +nuy * z + lam
nuz= 2.74396305192429E-04
nuy= 3.84353340771736E-08
lam=-1.54553697625 95E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|verl   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Vel
|  81 -300.|    0.| -1.54669|  -15.81|s||
```

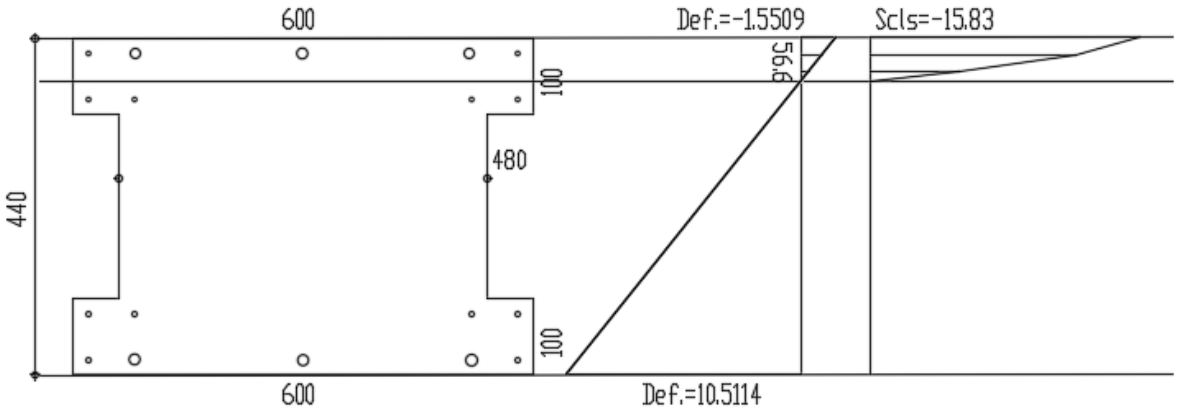
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|Ferl   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Vel
|  181  280|  420.|   6|    .28| 9.98018|  391.21|s||

% ARMAT.: tesa= .32; comp.= .22; tot.= .54
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri_mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -172.42
Mdz=  130.9031
Mdy=    -.3005
Mzult/Mdz=130.9031 / 80.4326 =1.62749
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (1.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon).
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-2.73973559610648E-04
muy= 1.25134964862978E-07
lam= .010507689011394
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
Iver|   Z  |   Y  | Dcls   |  Scls  |Ver|
|  1| -300.| 440.| -1.5509 |  -15.83|si|
```

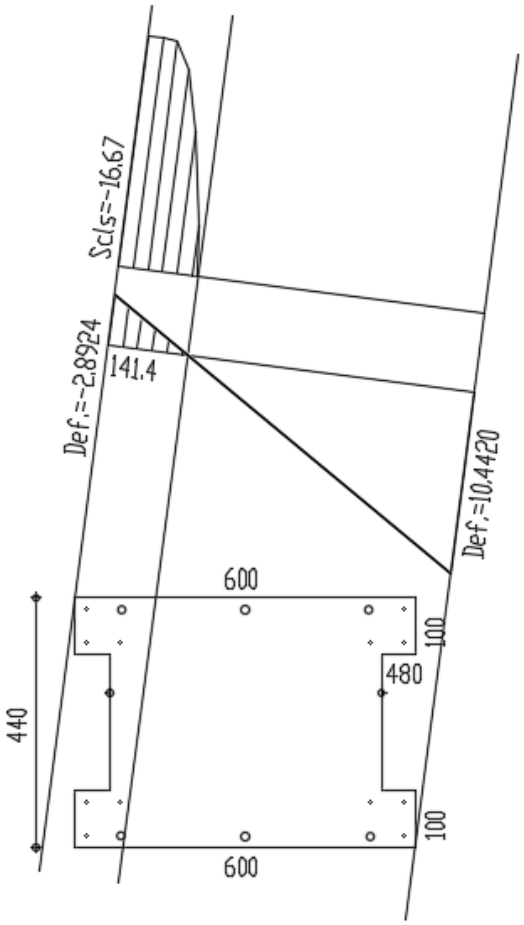
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
Ifer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
|  4| 220.|  19.|   14|  1.54| 9.99345| 391.34|si|

% ARMAT.: tesa= .32; comp.= .22; tot.= .54
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri_mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -172.43
Mdz=    23.1876
Mdy= -153.1966
Myult/Mdy=-153.1966 / -1.113 = 137.642912774377
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= nuz * y +muy * z + lam
nuz=-2.63788366831564E-05
muy= 2.02895246412155E-04
lam= .004355151222459
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
Iverl   Z  I   Y  I  Dcls   I  Scls  IVeI
I  1I -300.I  440.I -2.892371  -16.671sII
```

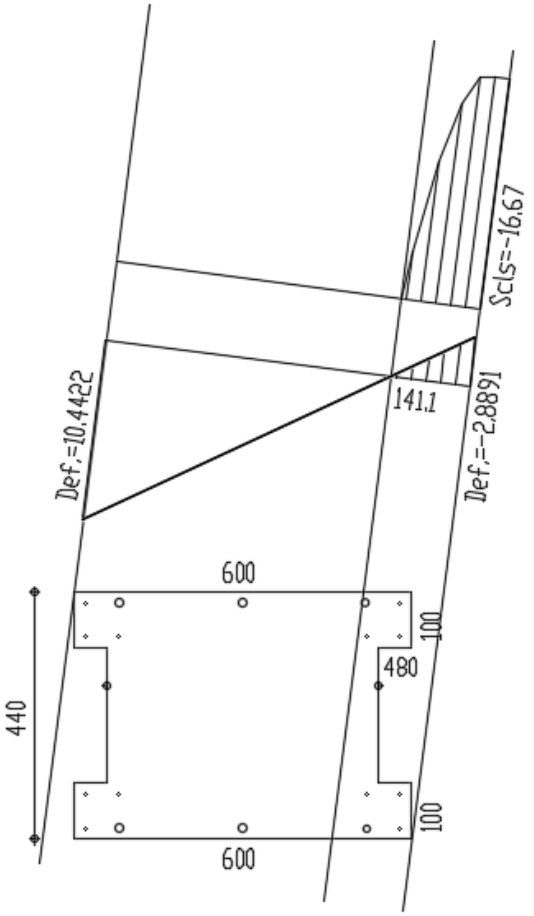
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
Iferl   Z  I   Y  IØ(mm)IAf(cm2)ID ferri IS ferri IVeI
I 10I  280.I   20.I    6I     28I 9.983461  391.24bII

% ARMAT.: tesa= .33; comp.= .2; tot.= .54
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri_mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -172.42
Mdz=   -23.3461
Mdy=   153.4236
Myult/Mdy=153.4236 / 1.1399 = 134.593900389593
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 2.607957942187 13E-05
muy=-2.030641254818 97E-04
lam= 3.202777507077 08E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|verl   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Vel
| 71  300.|    0.| -2.88915| -16.67|s|
```

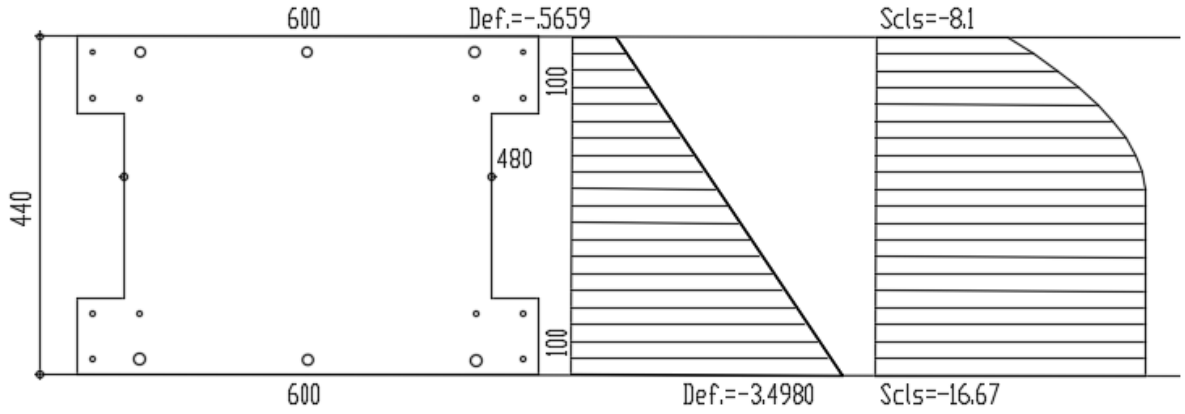
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|ferl   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Vel
| 13| -280.| 420.|    6|    .28| 9.98392|   391.25|s||

% ARMAT.: tesa= .33; comp.= .2; tot.= .54
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri_mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =  -3873.08
Mdz=  -80.593
Mdy=    -.1855
Nult/Nd=-3873.08 / -172.44 = 22.4604779856733
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 6.65549193993781E-05
muy= 6.150089192814 76E-08
lam=-3.49618689422626E-03
```

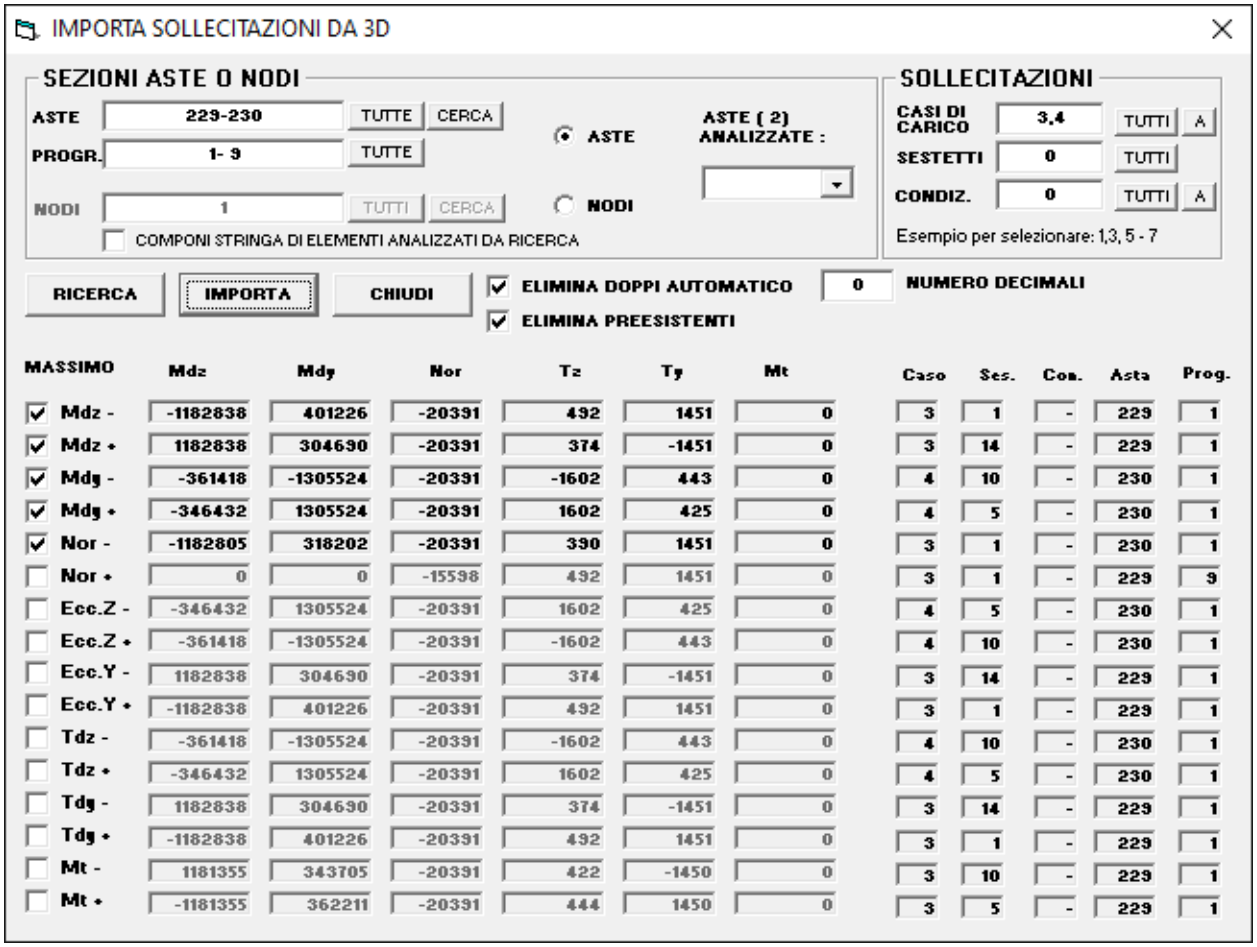



```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  8| -300.|   0.| -3.49803| -16.67|s||
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Ver|
|  1|  280.|  420.|    6|   .28| -.69916| -146.82|s||

% ARMAT.: tesa= 0; comp.= .54; tot.= .54
```

MODELLO 045_03 – FASE SISMICA




```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_03
Nome file      : Pilastri_Mezzeria.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                 ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.    ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.    ; ftd = 391.304 (0.999%)
```

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: a I

Cls:			Acciaio lento:				
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-300.	440.	1	217.	420.	14.	1.5394
1- 2	300.	440.	2	-1.	420.	14.	1.5394
1- 3	300.	340.	3	-219.	420.	14.	1.5394
1- 4	240.	340.	4	220.	19.	14.	1.5394
1- 5	240.	100.	5	0.	19.	14.	1.5394
1- 6	300.	100.	6	-220.	20.	14.	1.5394
1- 7	300.	0.	7	-280.	80.	6.	.2827
1- 8	-300.	0.	8	-280.	20.	6.	.2827
1- 9	-300.	100.	9	280.	80.	6.	.2827
1-10	-240.	100.	10	280.	20.	6.	.2827
1-11	-240.	340.	11	220.	80.	6.	.2827
1-12	-300.	340.	12	-220.	80.	6.	.2827
			13	-280.	420.	6.	.2827
			14	-280.	360.	6.	.2827
			15	-220.	360.	6.	.2827
			16	220.	360.	6.	.2827
			17	280.	360.	6.	.2827
			18	280.	420.	6.	.2827

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 220. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
1	-203.91	-133.9603	40.1226	Caso 3.1-A229- P1	Mz-:-133.9603/-118.2838=1.1325
2	-203.91	134.9514	30.469	Caso 3.14-A229- P1	Mz+:134.9514/118.2838=1.1409
3	-203.91	-36.1418	-157.7842	Caso 4.10-A230- P1	My+:-157.7842/-130.5524=1.2086
4	-203.91	-34.6432	158.3745	Caso 4.5-A230- P1	My+:158.3745/130.5524=1.2131
5	-3615.69	-118.2805	31.8202	Caso 3.1-A230- P1	N -:-3615.69/-203.91=17.732

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00025806521	-.00002481292	-.00153984907
2.	-.00026269755	-.00001866202	.00999873318
3.	.00004066881	.00019866589	.00271082727
4.	.0000385492	-.00019982704	.00278208194
5.	.00006536254	-.00000992423	-.00320570208

Deformazioni massime sui materiali:

	Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 7	-2.2842	-16.67	si	13.	9.9937	391.34	si
2	1- 2	-2.1198	-16.67	si	8.	9.9959	391.36	si
3	1- 8	-3.2491	-16.67	si	18.	9.9816	391.23	si
4	1- 7	-3.2127	-16.67	si	13.	9.9963	391.36	si
5	1- 7	-3.5034	-16.67	si	13.	-.1826	-38.35	si

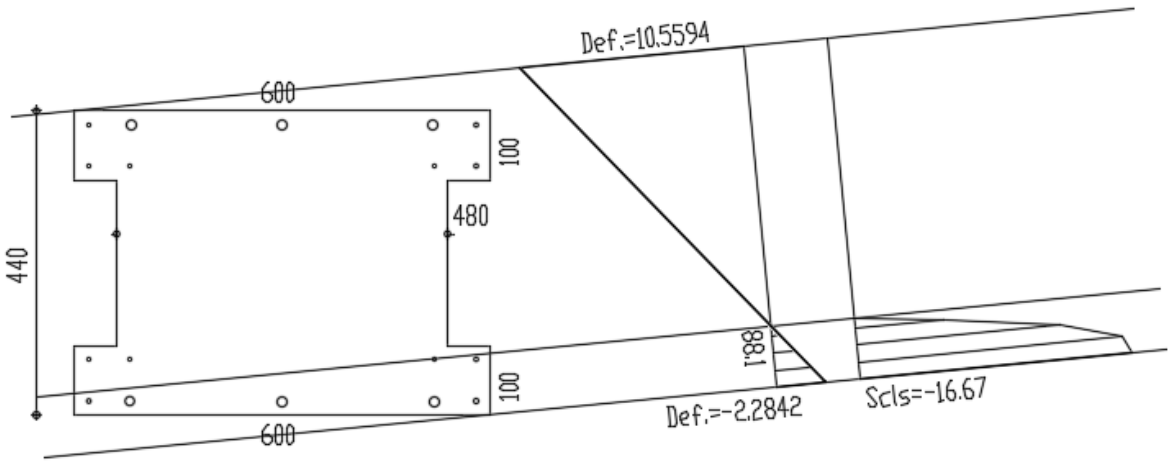
La sezione risulta verificata con Fattore di Sicurezza = 1.13

Seguono per completezza diagrammi di verifica.

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_03
Nome file    : Pilastri_Mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -203.91
Mdz= -133.9603
Mdy=   40.1226
Mzult/Mdz=-133.9603 / -118.2838 =1.13253
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.15
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN, mm, kNm, N/mm2.
ø in mm, deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 2.58065207985994E-04
muy=-2.48129192871265E-05
lam=-1.53984907199341E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  7|  300.|   0.|-2.284241|-16.671|s|
```

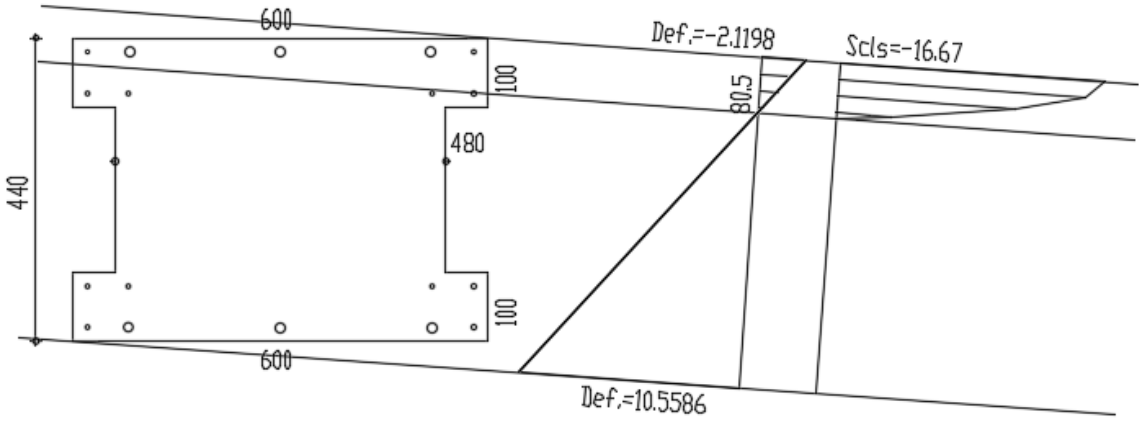
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
|  1|  -280|  420.|   16|    2.81| 9.99365| 391.34|s|

% ARMAT.: tesa= .29, comp.= .24, tot= .54
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_03
Nome file    : Pilastri_Mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =   -203.91
Mdz=  134.9514
Mdy=   30.469
Mzult/Mdz=134.9514 / 118.2838 =1.14091
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.15
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon)
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lan
muz=-2.6269755276942 5E-04
muy=-1.866201614049 82E-05
lam= 9.998733177005 66E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  | Dcls   |  Scls  |Ver|
|  2|  300 |  440 | -2.1198|  -16.67|sil|
```

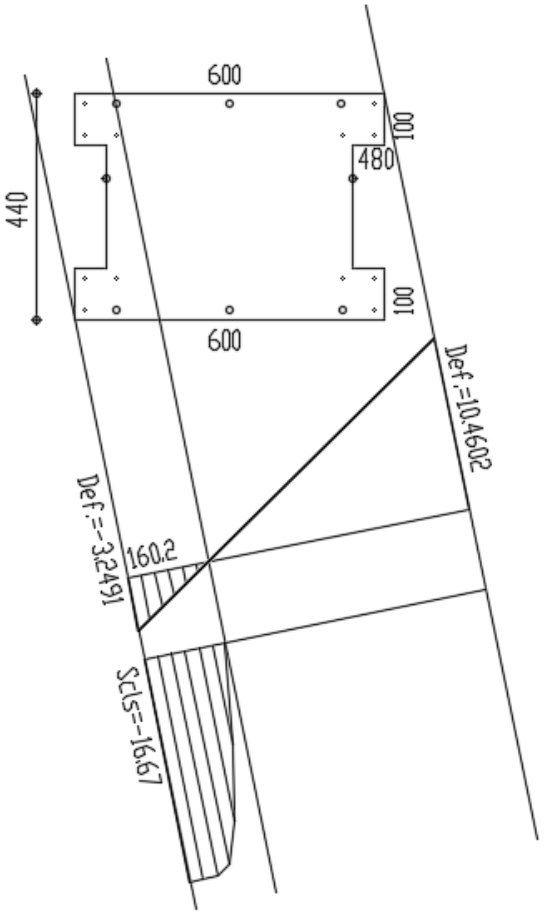
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
|  8| -280 |  20  |   6 |  .28  | 9.9958 |  391.36|sil|

% ARMAT.: tesa= .32; comp.= .22; tot.= .54
```

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro : 045_03
Nome file : Pilastri_Mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 220. (baricentro CLS)
Nd = -203.91
Mdz= -36.1418
Mdy= -157.7842
Myult/Mdy=-157.7842 / -130.5524 = 1.20858916262263

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.15
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 4.066881066378B4E-05
muy= 1.986658883717466-04
lam= 2.710827268821246-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|veri| Z | Y | Dcls | Scls |Vei|
| 8| -300.| 0.| -3.24915| -16.67|s||

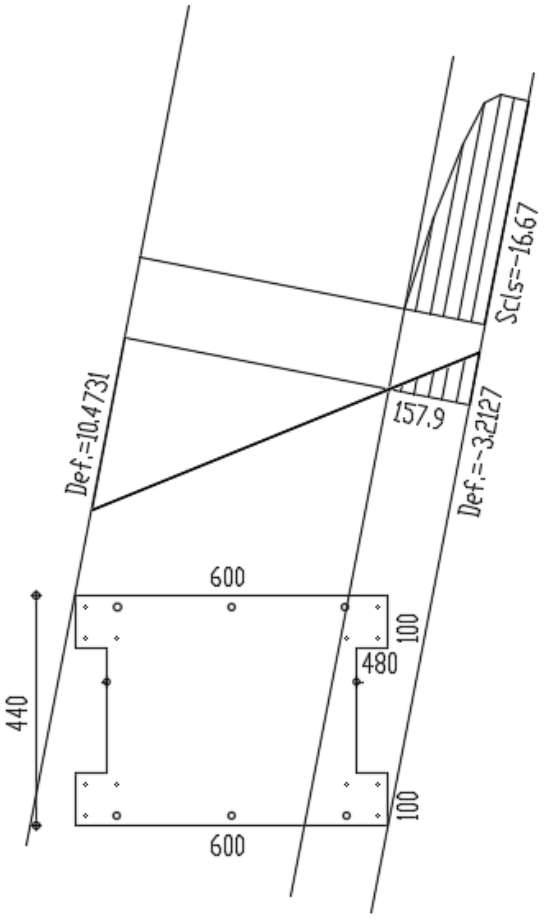
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|feri| Z | Y |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Vei|
| 18| 280.| 420.| 6| 28| 9.9B156| 391.23|s||

% ARMAT.: tesa= .4; comp.= .14; tot.= .54

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro : 045_03
Nome file : Pilastri_Mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 220. (baricentro CLS)
Nd = -203.91
Mdz= -34.6432
Mdy= 158.3745
Myult/Mdy=158.3745 / 130.5524 = 1.21311050337489

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.15
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 3.85491985608498E-05
muy=-1.998270444133131E-04
lam= 2.782081942437041E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	Ver
7	300.	0.	-3.212731	-16.67	5

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

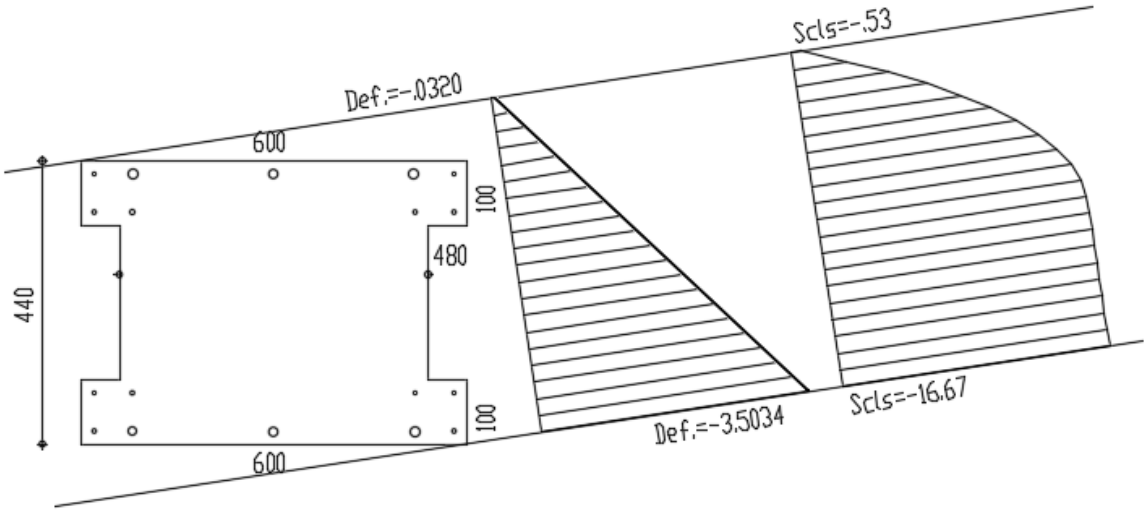
Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	Ver
13	-280.	420.	6	.28	9.996311	391.36	5

% ARMAT.: tesa= .4; comp.= .14; tot.= .54

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a I
Nome lavoro  : 045_03
Nome file    : Pilastri_Mezzeria.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =  -3615.69
Mdz= -118.2805
Mdy=   31.8202
Nult/Nd=-3615.69 / -203.91 = 17.7317980117147
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo  Rck=   36.15
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN, mm, kNm, N/mm2.
Ø in mm, deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon).
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 6.53625446079 31E-05
muy=-9.92422798429666E-06
lam=-3.205702079651 24E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|veri|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Vei|
|  7|  300.|    0.| -3.503431| -16.67|s|
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|feri|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri|S ferri|Vei|
|  13| -280.|  420.|    6|   .28| -.1826|  -38.35|s|

% ARMAT.: tesa= 0, comp.= .54, tot.= .54
```

10.8.2.3 Pilastri d'angolo

La sezione dei pilastri d'angolo non viene riportata negli elaborati progettuali, è stata dunque oggetto della campagna indagini integrativa. Questa ha restituito la seguente armatura a flessione:

- 10 ϕ 10
- 8 ϕ 16

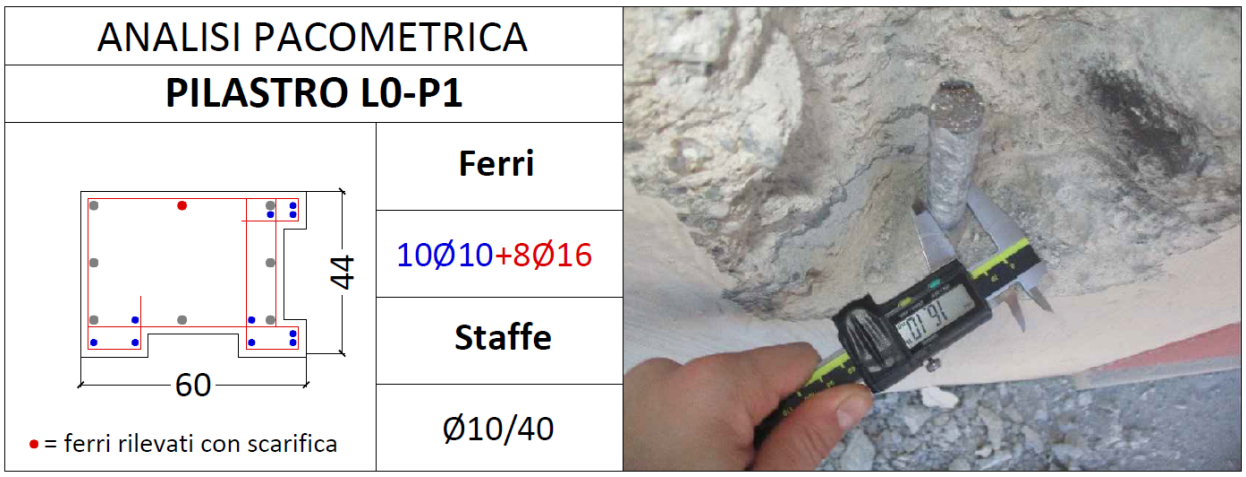
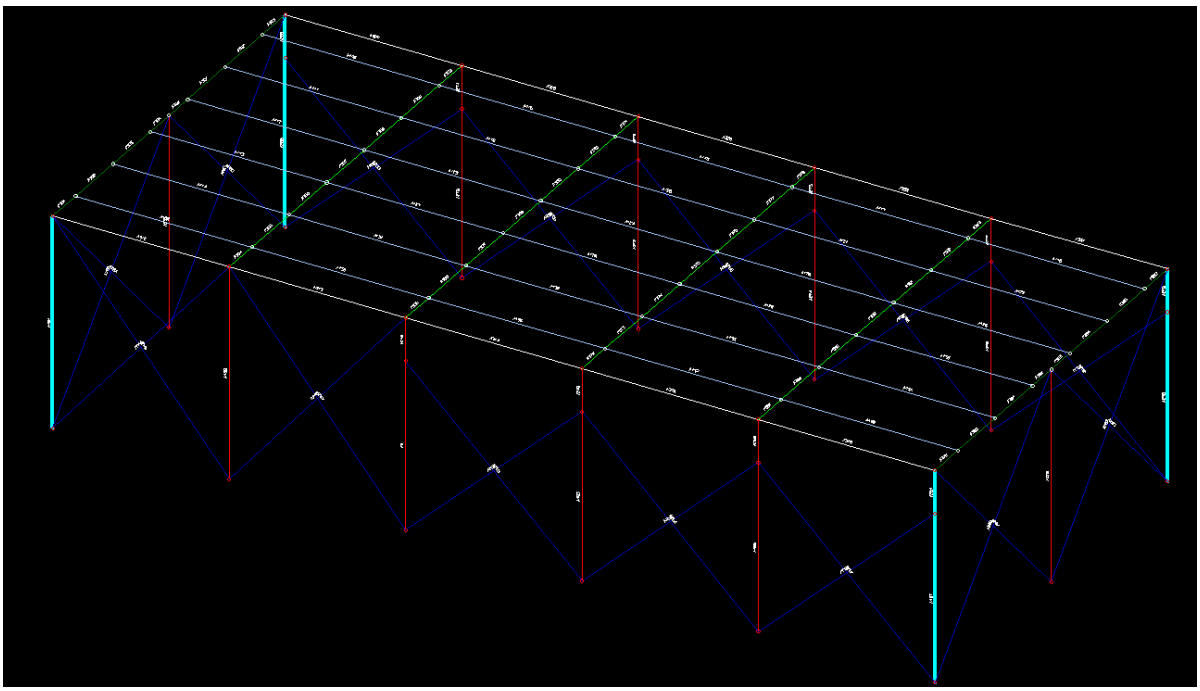


Figura 103 – Pilastri d'angolo - Armatura

Nello schema adottato nelle verifiche, in via cautelativa, si trascurano le dentature di riscontro dei tamponamenti e si adotta una sezione 54 cm x 38 cm.

I ferri da 10 non vengono considerati nelle verifiche, essendo disposti sulle dentature non considerate nella sezione di verifica.



10.8.2.3.1 Statiche

MODELLO 045_50 – FASE STATICA

```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_50
Nome file      : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.   ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.   ; ftd = 391.304 (0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:                        Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1| -270.|    0.|         1|    0.|  360.|   16.  | 2.0106|
 1- 2| -270.|  380.|         2|    0.|   20.|   16.  | 2.0106|
 1- 3|  270.|  380.|         3| -250.|   20.|   16.  | 2.0106|
 1- 4|  270.|    0.|         4| -250.|  190.|   16.  | 2.0106|
                              5| -250.|  360.|   16.  | 2.0106|
                              6|  250.|   20.|   16.  | 2.0106|
                              7|  250.|  190.|   16.  | 2.0106|
                              8|  250.|  360.|   16.  | 2.0106|

                          SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=  190.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
 1|     -173.  |         0.   |      -190.9708|Caso 7.2-A278- P1   |My+:-190.9708/-59.8482=3.1909
 2|     -173.  |         0.   |       190.9708|Caso 7.1-A278- P1   |My+:190.9708/59.8482=3.1909
 3|     -173.01|      -131.6455|         0.   |Caso 8.2-A197- P1   |Mz-:-131.6455/-49.7031=2.6486
 4|     -173.01|       131.6455|         0.   |Caso 8.1-A197- P1   |Mz+:131.6455/49.7031=2.6486
 5|    -3928.99|         0.   |         0.   |Caso 2.1-A191- P1   |N -:-3928.99/-182.6=21.517

                              RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz          |  muy          |  lambda      |
  1.| 0.            |  .00022998383|  .00424749858|
  2.| 0.            | -.00022998383|  .00424749858|
  3.|  .00033415726| 0.            | -.00204332644|
  4.| -.00033415726| 0.            |  .01065464953|
  5.| 0.            | 0.            | -.00200067354|

Deformazioni massime sui materiali:

      Cls                                Acciaio lento
sol   vert.|D cls    |S cls    |Ve|       ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 2| -1.9621|  -16.66|si|          6.|  9.9971|  391.37|si|
  2    1- 3| -1.9621|  -16.66|si|          3.|  9.9971|  391.37|si|
```

```
3    1- 1| -2.0433|  -16.67|si|          1.|  9.9863|  391.27|si|
4    1- 2| -2.0433|  -16.67|si|          2.|  9.9863|  391.27|si|
5    1- 2| -2.0007|  -16.67|si|          2.| -2.0007| -316.44|si|
```

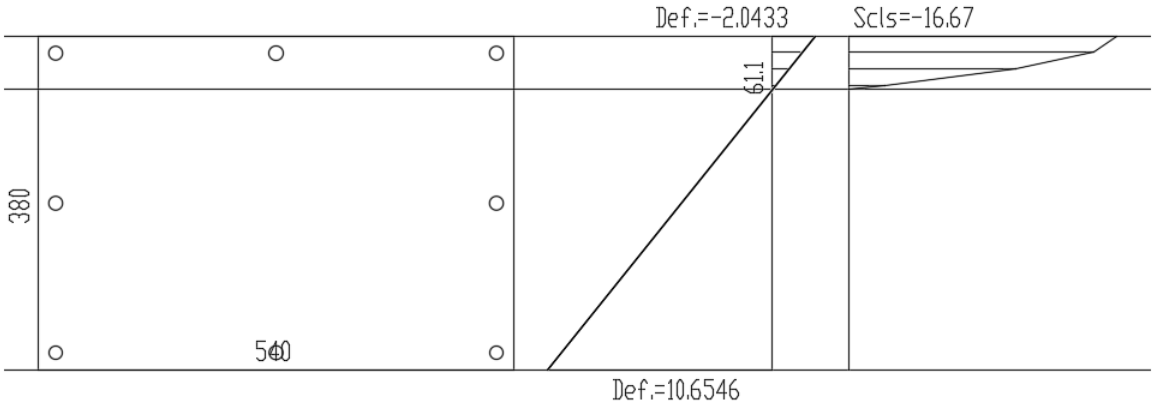
VERIFICA SODDISFATTA CON FS = 2.65

Al fine di non appesantire la lettura della presente, si riporta il solo diagramma relativo alla combinazione di sollecitazioni che dà fattore di sicurezza minimo.

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_50
Nome file    : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  190. (baricentro CLS)
Nd =   -173.01
Mdz=  131.6455
Mdy=     0.
Mzult/Mdz=131.6455 / 49.7031 =2.64864
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-3.341572625480 47E-04
muy=-1.611203147552 71E-21
lam= .010654649533217
```



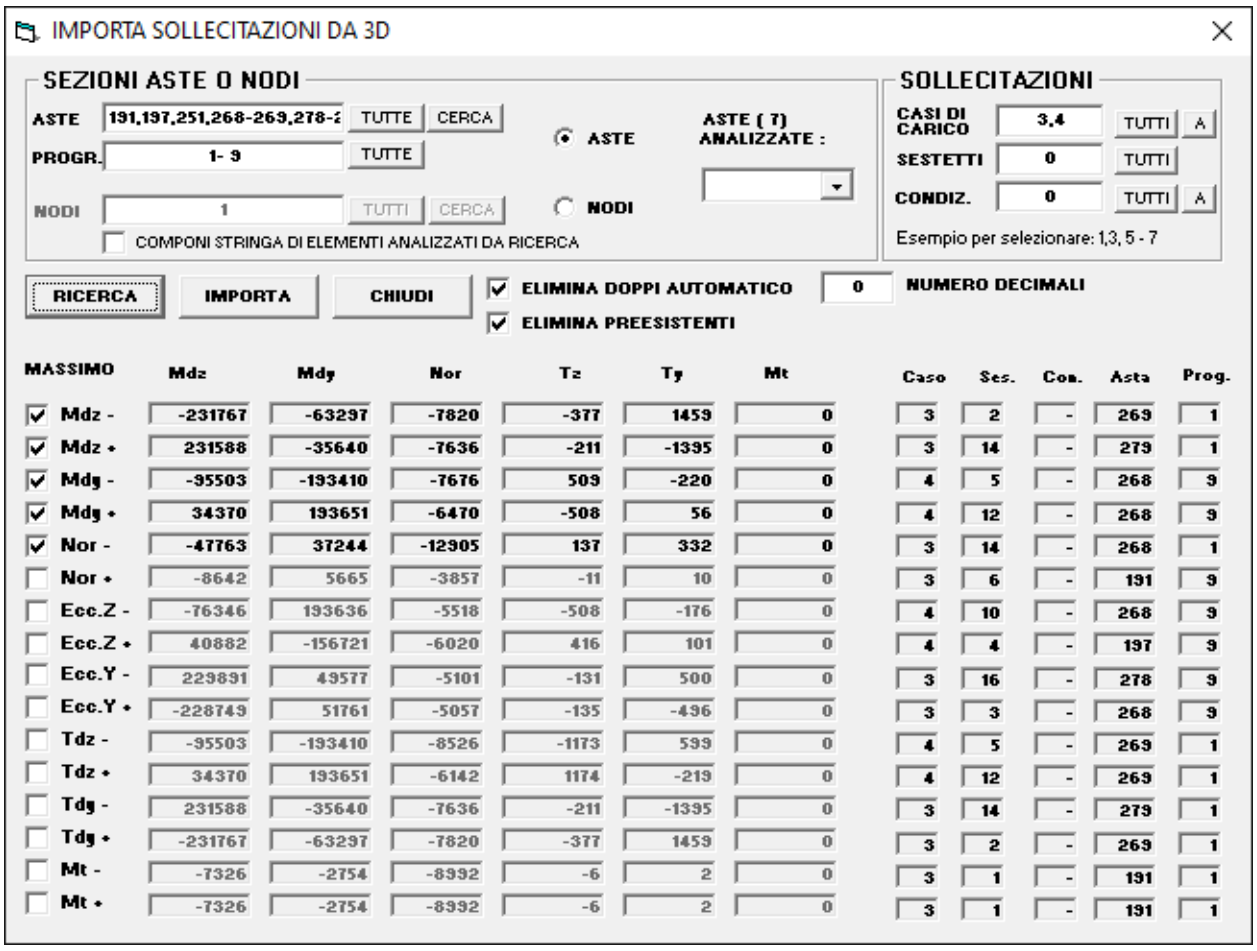

```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  2| -270.|  380.| -2.04333| -16.67|si|
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Ver|
|  2|    0.|  20.1|   16|  2.011| 9.98634|  391.27|si|

% ARMAT.: tesa= .49; comp.= .29; tot.= .78
```

10.8.2.3.2 Sismiche

MODELLO 045_02 – FASE SISMICA




```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_02
Nome file      : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.    ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.    ; ftd = 391.304 (0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:                    Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
```

```
 1- 1| -270.|    0.|         1|    0.|  360.|  16.  | 2.0106|
 1- 2| -270.|  380.|         2|    0.|   20.|  16.  | 2.0106|
 1- 3|  270.|  380.|         3| -250.|   20.|  16.  | 2.0106|
 1- 4|  270.|    0.|         4| -250.|  190.|  16.  | 2.0106|
                              5| -250.|  360.|  16.  | 2.0106|
                              6|  250.|   20.|  16.  | 2.0106|
                              7|  250.|  190.|  16.  | 2.0106|
                              8|  250.|  360.|  16.  | 2.0106|

                                  SOLLECITAZIONI AGENTI
Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=  190.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
 1|      -78.2 |      -116.3853|        -6.3297|Caso 3.2-A269- P1   |Mz-:-116.3853/-23.1767=5.0217
 2|      -76.36|       116.2483|        -3.564 |Caso 3.14-A279- P1  |Mz+:116.2483/23.1588=5.0196
 3|      -76.76|        -9.5503|      -167.8569|Caso 4.5-A268- P9   |My+:-167.8569/-19.341=8.6788
 4|      -64.7 |         3.437 |       165.8442|Caso 4.12-A268- P9  |My+:165.8442/19.3651=8.5641
 5|    -3914.11|        -4.7763|         3.7244|Caso 3.14-A268- P1  |N -:-3914.11/-129.05=30.33

                                  RISULTATI
Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz          |  muy          |  lambda       |
  1.|  .0003232308 |  .00000509691| -.00176950971|
  2.| -.00032492649|  .0000028766 |  .01057591507|
  3.|  .00001607822|  .00021882454|  .0039336769 |
  4.| -.00000573991| -.00022190455|  .00444643556|
  5.|  .00004394158| -.00000953554| -.00324089843|

Deformazioni massime sui materiali:

      Cls                                  Acciaio lento
sol   vert.|D cls    |S cls    |Ve|        ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 1| -1.9071|  -16.63|si|           8.|  9.9942|  391.34|si|
  2    1- 2| -1.849 |  -16.57|si|           6.|  9.998 |  391.38|si|
  3    1- 1| -1.9746|  -16.66|si|           8.|  9.9831|  391.24|si|
  4    1- 3| -1.7631|  -16.43|si|           3.|  9.9826|  391.23|si|
  5    1- 4| -3.4984|  -16.67|si|           5.| -1.4206| -298.33|si|
```

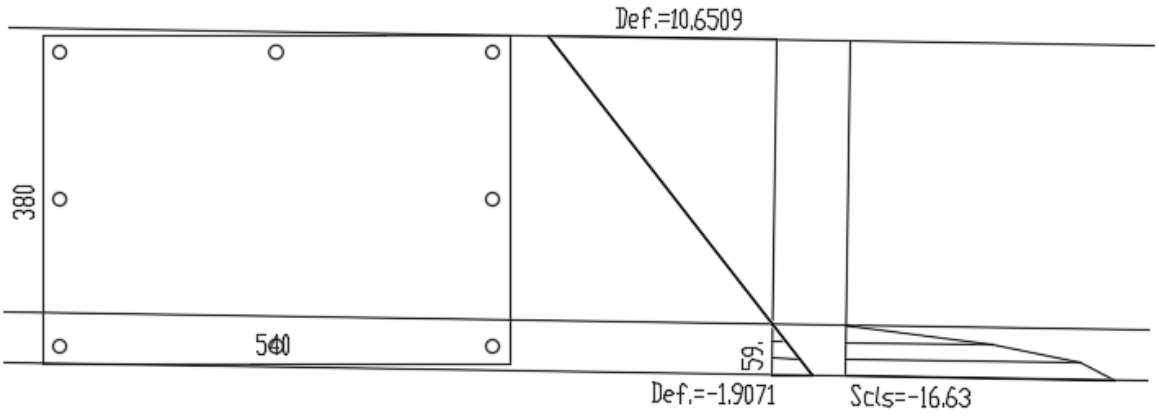
La sezione risulta verificata con Fattore di Sicurezza = 5.02

Seguono per completezza diagrammi di verifica.

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_02
Nome file : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 190. (baricentro CLS)
Nd = -78.2
Mdz= -116.3853
Mdy= -6.3297
Mzult/Mdz=-116.3853 / -23.1767 =5.02165

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 3.232307987255 89E-04
muy= 5.096909862235 64E-06
lam=-1.769509714377 39E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	IVe
1	-270.	0.	-1.90713	-16.63	si

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

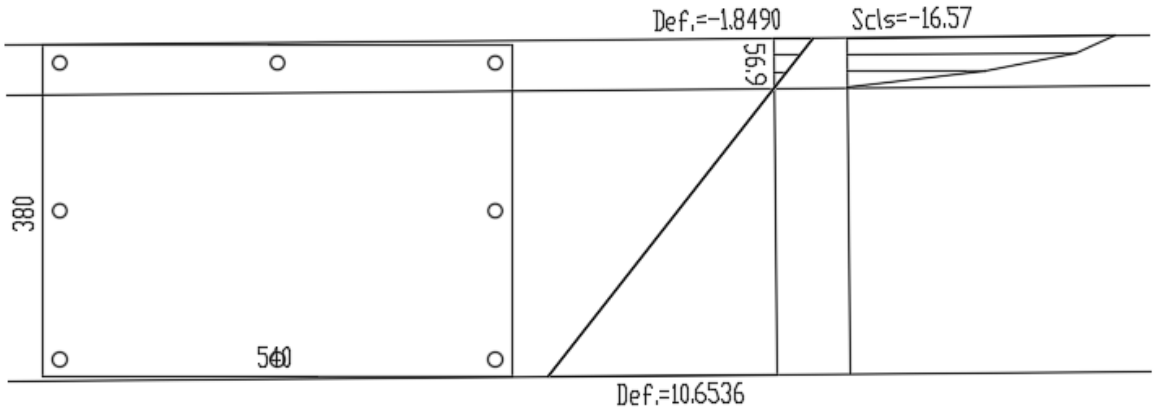
Iferr	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferr	S ferr	IVe
8	250.	360.	16	2.01	9.99422	391.34	si

% ARMAT.: tesa= .49; comp.= .29; tot.= .78

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  190. (baricentro CLS)
Nd =    -76.36
Mdz=  116.2483
Mdy=   -3.564
Mzult/Mdz=116.2483 / 23.1588 =5.01962
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-3.2492648694049E-04
muy= 2.876603032961 98E-06
lam= 1.057591507338 06E-02
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  2| -270.|  380.| -1.84896|  -16.57|ss|
```

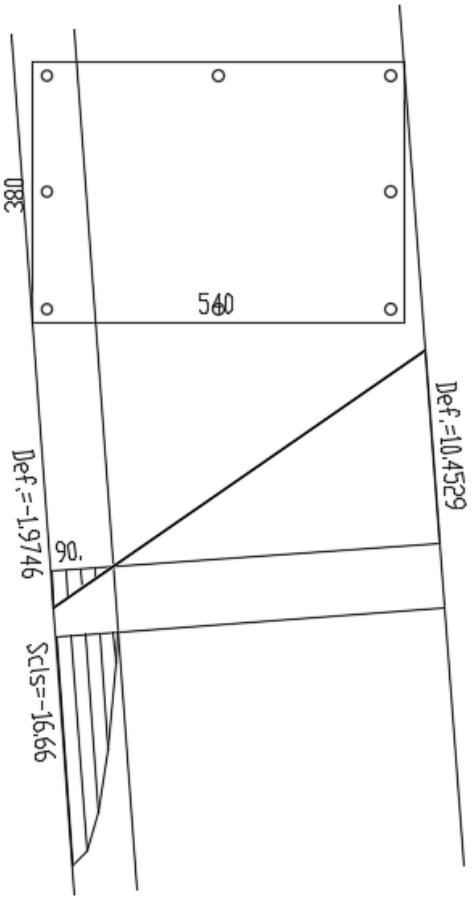
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|Fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Ver|
|  6|  250.|   20.|   16|   2.01| 9.99798|  391.38|ss|

% ARMAT.: tesa= .49; comp.= .29; tot.= .78
```

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_02
Nome file : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Ncl in z= 0.; y= 190. (baricentro CLS)
Ncl = -76.76
Mdz= -9.5503
Mdy= -167.8569
Myult/Mdy=-167.8569 / -19.341 = 8.67881221054153

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 1.60782232852263E-05
muy= 2.188245368848l4E-04
lam= 3.933676895930l8E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	IVe
1	-270.	0.	-1.97459	-16.66	si

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	ID ferri	S ferri	IVe
8	250.	360.	16	2.01	9.98311	391.24	si

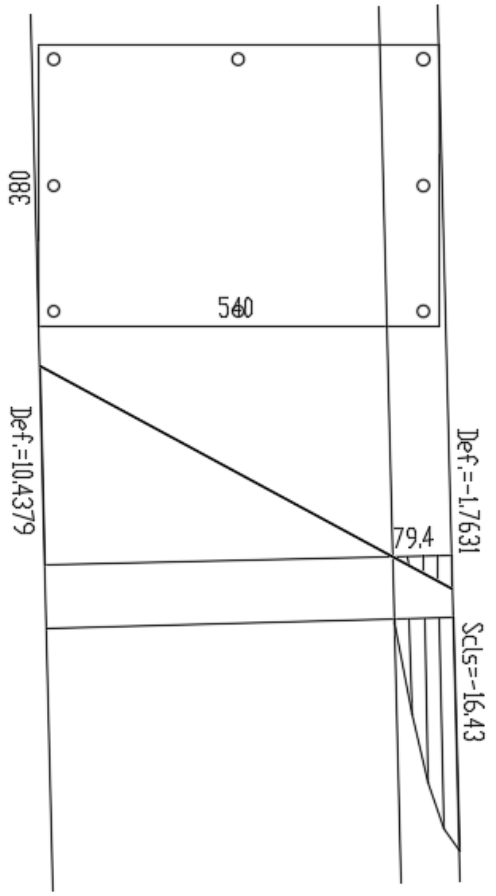
% ARMAT.: tesa= .49; comp.= .29; tot.= .78

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_02
Nome file : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 190. (baricentro CLS)
Nd = -64.7
Mdz= 3.437
Mdy= 165.8442
Myult/Mdy=165.8442 / 19.3651 = 8.56407569901264

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-5.73990790818249E-06
muy=-2.21914552793774E-04
lam= .004446435555835



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	IVe
3	270.	380	-1.7631	-16.43	sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

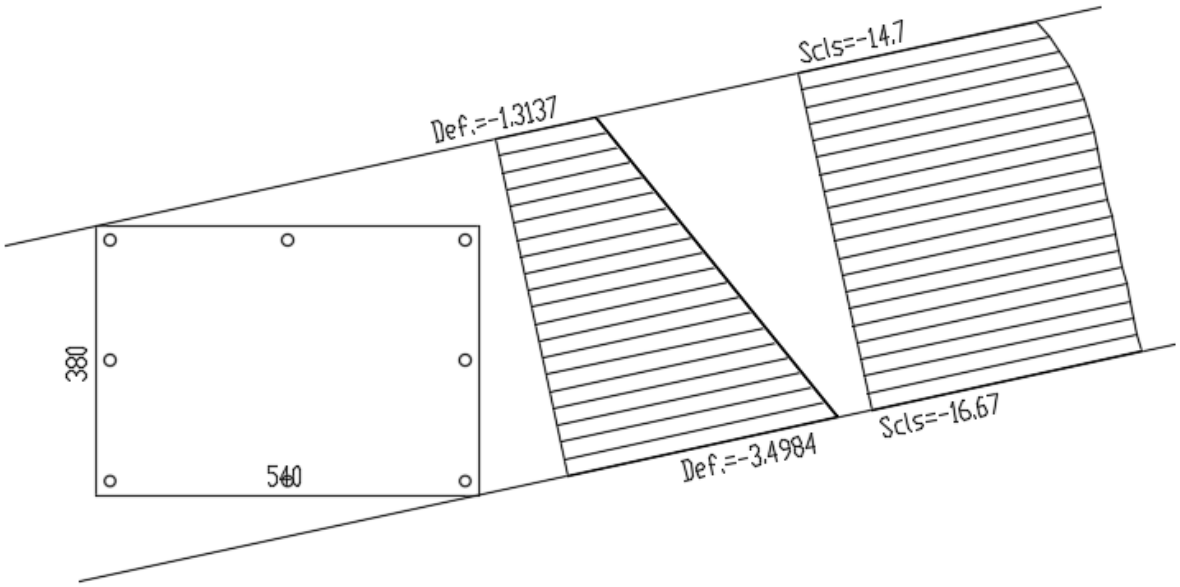
Fer	Z	Y	ø(mm)	Af(cm2)	D ferr	S ferr	IVe
3	-250.	20.	16	2.01	9.98257	391.23	sil

% ARMAT.: tesa= .49; comp.= .29; tot.= .78

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_02
Nome file    : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  190. (baricentro CLS)
Nd =  -3914.11
Mdz=   -4.7763
Mdy=    3.7244
Nult/Nd=-3914.11 / -129.05 = 30.3301990872988
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (1.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN, mm, kNm, N/mm2.
ø in mm, deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 4.39415824974585E-05
muy=-9.53554076978572E-06
lam=-3.24089842941644E-03
```

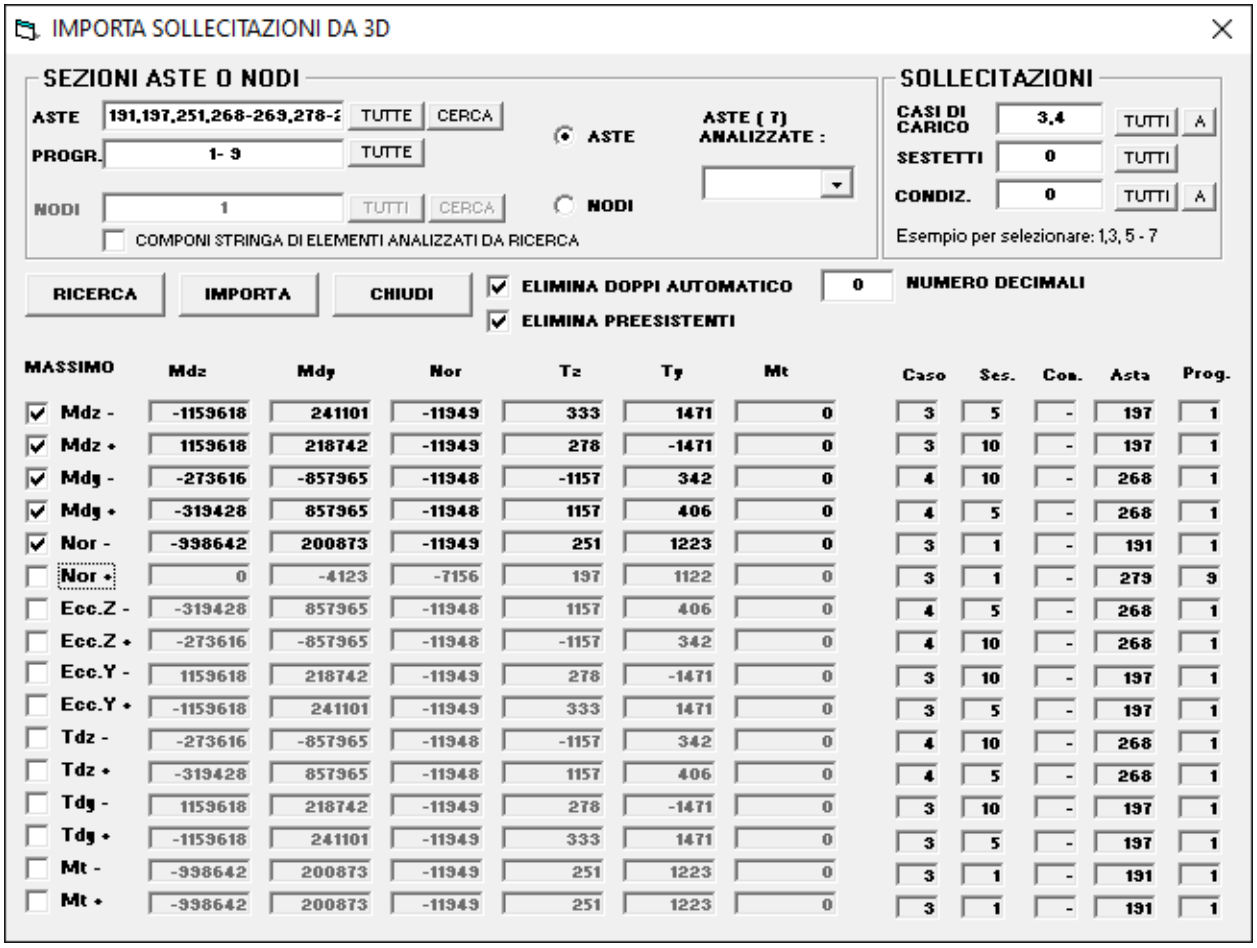



```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  4|  270.|   0.| -3.49836| -16.67|si|
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
|  5| -250.|  360.|   16|   2.01|-1.42061| -298.33|si|

% ARMAT: tesa= 0; comp.= .78; tot.= .78
```

MODELLO 045_03 – FASE SISMICA




```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_03
Nome file      : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.   ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.   ; ftd = 391.304 (0.999%)
```

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls: vert.	Z	Y
1- 1	-270.	0.
1- 2	-270.	380.
1- 3	270.	380.
1- 4	270.	0.

Acciaio lento: ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1	0.	360.	16.	2.0106
2	0.	20.	16.	2.0106
3	-250.	20.	16.	2.0106
4	-250.	190.	16.	2.0106
5	-250.	360.	16.	2.0106
6	250.	20.	16.	2.0106
7	250.	190.	16.	2.0106
8	250.	360.	16.	2.0106

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 190. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
1	-119.49	-121.3668	24.1101	Caso 3.5-A197- P1	Mz-:-121.3668/-115.9618=1.0466
2	-119.49	121.6409	21.8742	Caso 3.10-A197- P1	Mz+:121.6409/115.9618=1.049
3	-119.48	-27.3616	-172.7932	Caso 4.10-A268- P1	My+:-172.7932/-85.7965=2.014
4	-119.48	-31.9428	171.235	Caso 4.5-A268- P1	My+:171.235/85.7965=1.9958
5	-3239.63	-99.8642	20.0873	Caso 3.1-A191- P1	N -:-3239.63/-119.49=27.112

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00031421296	-.00002146275	-.00186003734
2.	-.00031603953	-.00001926289	.01014716627
3.	.00005362544	.00020894814	.0028450641
4.	.0000627384	-.00020545532	.00259114853
5.	.00008196222	-.00000722008	-.00330306582

Deformazioni massime sui materiali:

	Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 4	-2.4395	-16.67	si	5.	9.9882	391.29	si
2	1- 3	-2.3824	-16.67	si	3.	9.9967	391.37	si
3	1- 1	-2.7965	-16.67	si	8.	9.9993	391.39	si
4	1- 4	-2.9561	-16.67	si	5.	9.9861	391.27	si
5	1- 4	-3.498	-16.67	si	5.	-.1719	-36.1	si

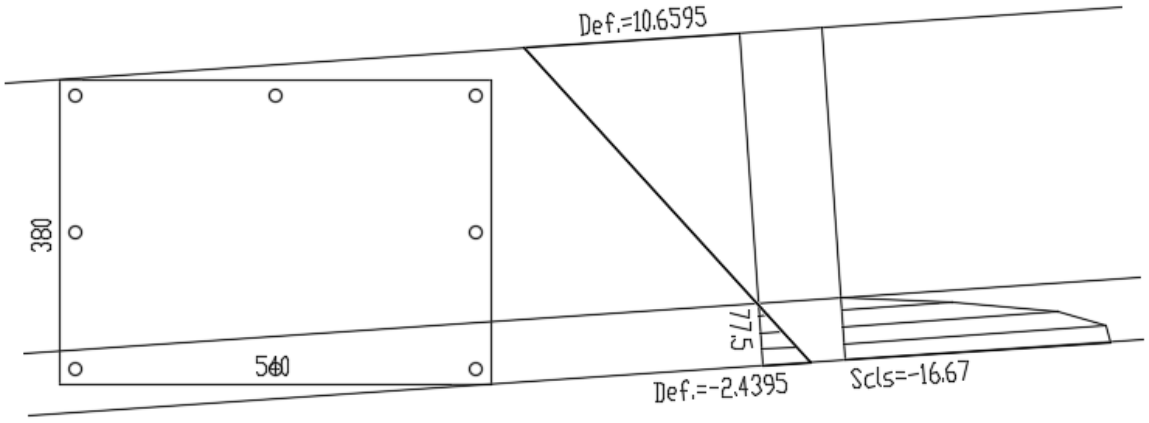
La sezione risulta verificata con Fattore di Sicurezza = 1.05

Seguono per completezza diagrammi di verifica.

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_03
Nome file    : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  190. (baricentro CLS)
Nd =   -119.49
Mdz= -121.3668
Mdy=   24.1101
Mzult/Mdz=-121.3668 / -115.9618 =1.04661
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.15
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali)
D=deformazioni (epsilon)
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 3.142129595737222E-04
muy=-2.146274690572122E-05
lam=-1.86003734055772E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|verl   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Vel
|  4|  270.|    0.| -2.439531|  -16.67|s||
```

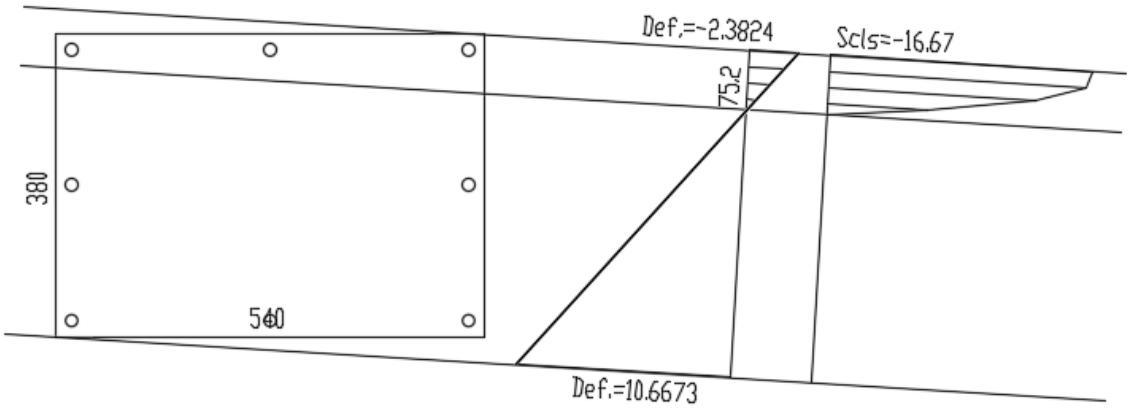
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|ferl   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Vel
|  5| -250.|  360.|   16|   2.01| 9.9882 |  391.29|s||

% ARMAT.: tesa= .49; comp.= .29; tot.= .78
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_03
Nome file    : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Ncl in z=     0.; y=  190. (baricentro CLS)
Ncl =   -119.49
Mdz=  121.6409
Mdy=   21.8742
Mzult/Mdz=121.6409 / 115.9618 =1.04897
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo:  Rck=    36.15
               fck=    30.
               fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
               fyk=   430.
               ftk=   540.
               ftd=   391.3   (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-3.16039533793333E-04
muy=-1.92628886826892E-05
lam= 1.014716627458626E-02
```



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Scls	IVel
3	270.	380.	-2.382431	-16.671	1

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

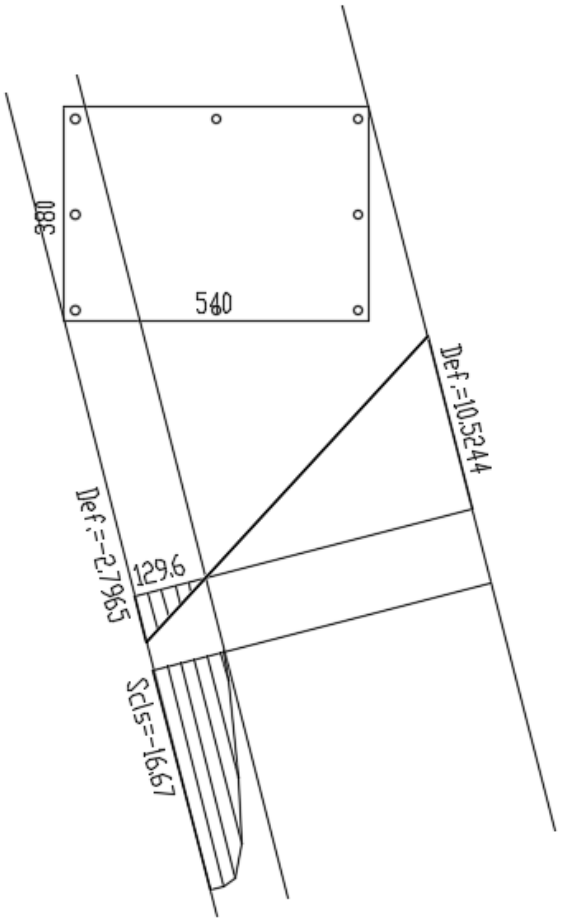
Iferl	Z	Y	IØ(mm)IAf(cm2)ID ferri	S ferri	IVel
3	-250.	20.	16	2.01 9.996661	391.371	1

% ARMAT.: tesa= .49; comp.= .29; tot.= .78

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_03
Nome file : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 190. (baricentro CLS)
Nd = -119.48
Mdz= -27.3616
Mdy= -172.7932
Myult/Mdy=-172.7932 / -85.7965 = 2.0139893923135

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.15
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 5.362543548818 48E-05
muy= 2.089481387150 41E-04
lam= 2.845064104004 64E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	IVe
1	-270.	0.	-2.79654	-16.67	s

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

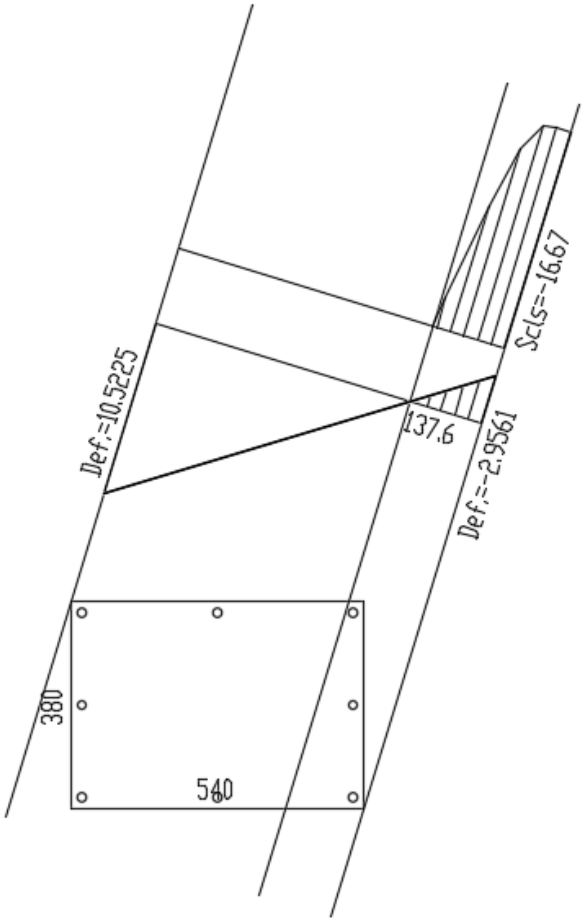
Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferr	S ferr	IVe
8	250.	360.	16	2.01	9.99928	391.39	s

% ARMAT.: tesa= .49; comp.= .29; tot.= .78

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_03
Nome file : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 190. (baricentro CLS)
Nd = -119.48
Mdz= -31.9428
Mdy= 171.235
Myult/Mdy=171.235 / 85.7965 = 1.9958271633247

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.15
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 6.27383998411931E-05
muy=-2.05455319137485E-04
lam= 2.591148531468837E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	Ver
4	270	0.	-2.956151	-16.67	si

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

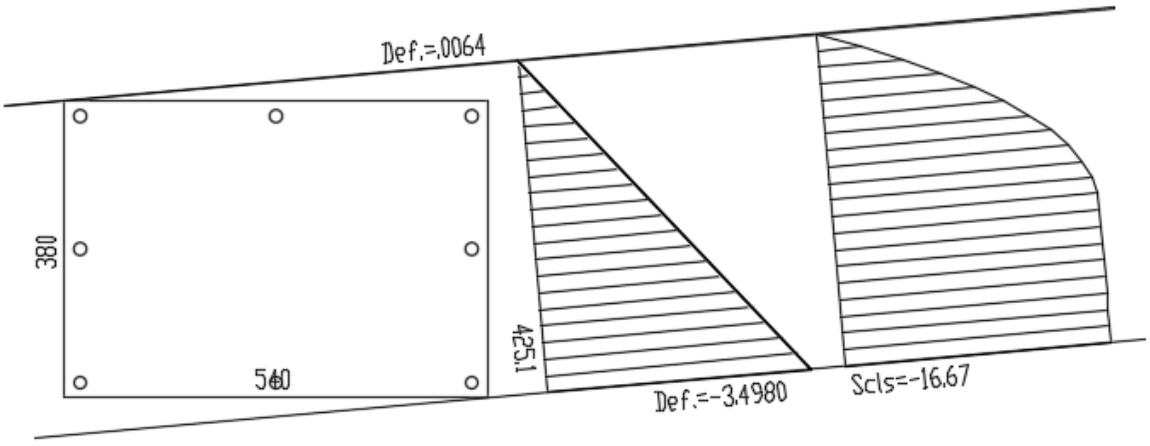
Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	Ver
5	-250.	360.	16	2.011	9.98611	391.27	si

% ARMAT.; tesa= .49; comp.= .29; tot.= .78

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_03
Nome file    : Pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  190. (baricentro CLS)
Nd =  -3239.63
Mdz=  -99.8642
Mdy=   20.0873
Nult/Nd=-3239.63 / -119.49 = 27.1121666689681
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.15
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lenta: Tipo= Fe B44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali)
D=deformazioni (epsilon)
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lan
muz= 8.196222326694536E-05
muy=-7.220082919847266E-06
lam=-3.303065B1648169E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  |Dcls   |  Scls  |Ver|
|  4|  270.|    0.| -3.498011| -16.67|s|
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
|  5| -250.| 360.|   16|   2.01| -.17192| -36.1 |s|

% ARMAT.: tesa= 0| comp.= .78| tot.= .78
```

10.8.3 Verifica a taglio dei pilastri

Dato il sistema di riferimento locale sotto riportato, si riportano le verifiche per i valori massimi di taglio per le due direzioni principali, sia per la fase statica sia per la fase sismica.

Coerentemente con le NTC 2018, si adotteranno le verifiche secondo §4.1.2.3.5 NTC 2018 per quanto riguarda la fase statica e le verifiche secondo Circolare n.7/2019 §C8.7.2.3.5 per la fase sismica.

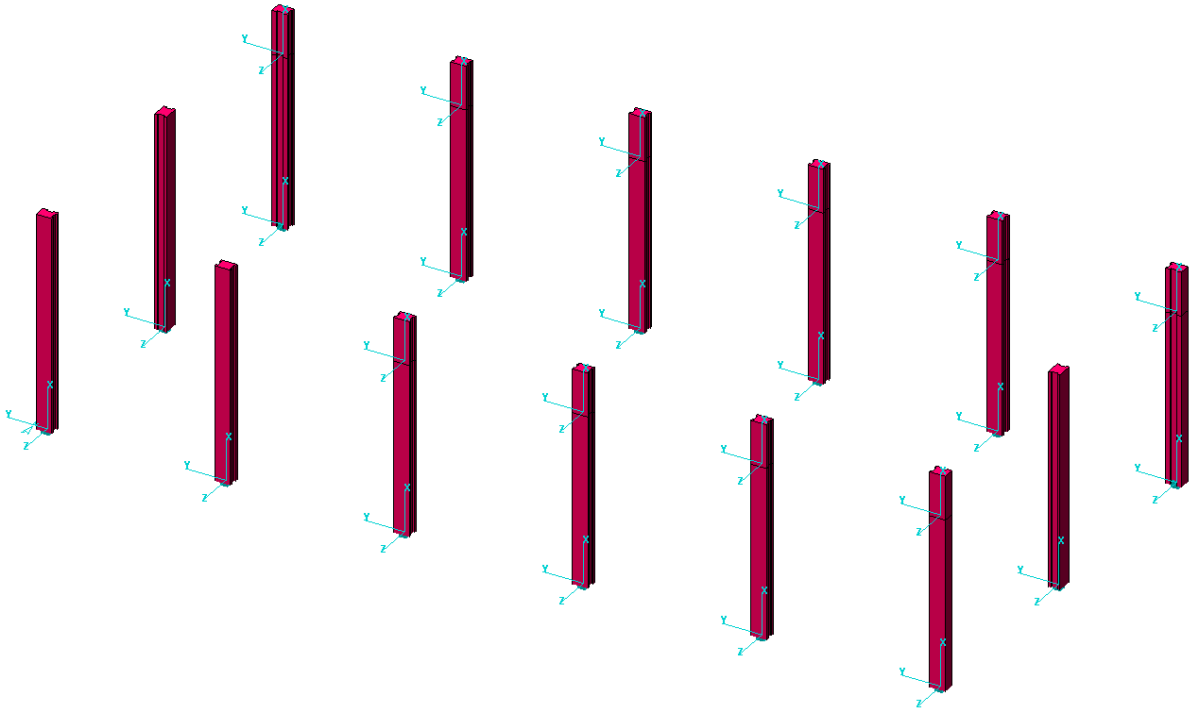


Figura 104 – Pilastri – Sistema di riferimento locale delle aste

I massimi valori di taglio in fase sismica sono pari a :

Tipologia elemento	**TAGLI in direzione Y locale [kN]**		**TAGLI in direzione Z locale [kN]**	
	Modello 045_02	*Modello 045_03*	*Modello 045_02*	*Modello 045_03*
Pilastri tipologici	14.44	13.04	17.15	17.16
Pilastri lato minore	9.89	14.51	0.14	16.02
Pilastri d'angolo	14.59	14.71	11.74	11.57

I massimi valori di taglio in fase statica sono pari a :

Tipologia elemento	**TAGLI in direzione Y locale [kN]**	**TAGLI in direzione Z locale [kN]**
	Modello 045_50	*Modello 045_50*
Pilastri tipologici	3.65	39.10
Pilastri lato minore	35.57	5.51
Pilastri d'angolo	19.69	16.86

PILASTRI TIPOLOGICI: staffe ϕ6/20 e armatura a flessione 3+3 ϕ14.

PILASTRI LATO MINORE: staffe ϕ6/20 e armatura a flessione 3+3 ϕ14.

PILASTRI D'ANGOLO: staffe ϕ10/40 e armatura a flessione 3+3+2 ϕ16.

.

10.8.3.1 Pilastri centrali

10.8.3.1.1 Statiche

Direzione Y locale – FASE STATICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.
secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)
Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA
San Giusto Canavese
PALESTRA - Pilastri tipologici
Direzione Y locale
STATICA

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	440	mm	larghezza minima della sezione
H	480	mm	altezza sezione
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	462	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	57	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	200	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 $1 \le ctg\theta \le 2.5$ inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	3650	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

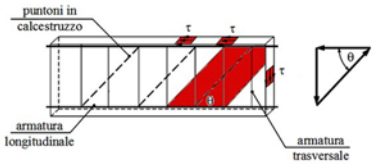
d	450	mm	altezza utile
Ac	211200	mm^2	area cls

3ϕ14

2ϕ6/20

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = **12.70** °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.6667	≤ 2.0			
ρ_1	0.0023	≤ 0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤ 0.2 fcd = 0.33		
Vmin	0.3765	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	74555 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	89743 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	512069 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	506.25 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	**74555 N**	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **20.43**	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	**89743 N**	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ =	
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = **512069 N** >	V_{Ed} = **3650 N**	$Fs = V_{Rcd}/V_{Ed}$ = **140.29**	OK

Direzione Z locale – FASE STATICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
PALESTRA - Pilastri tipologici
Direzione Z locale
STATICA

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	480	mm	larghezza minima della sezione
H	440	mm	altezza sezione
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	462	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	57	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	200	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctgθ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	39100	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

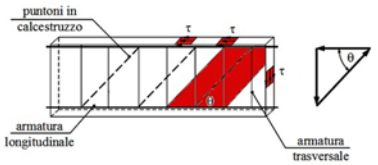
d	410	mm	altezza utile
Ac	211200	mm^2	area cls

3ϕ14

2ϕ6/20

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = **12.15** °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.6984	≤2.0			
ρ_1	0.0023	≤0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.34		
Vmin	0.3874	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	76232 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	81766 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	508966 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	461.25 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	**76232 N**	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	**1.95**	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	**81766 N**	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = **508966 N** > V_{Ed} =	**39100 N**	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =	**13.02**	OK

10.8.3.1.2 Sismiche

Direzione Y locale – FASE SISMICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	480	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	440	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	462	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	462	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	200	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	200	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	560	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	14	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50		1≤ctgθ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	14440	N	forza di taglio nella sezione
x	120	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**)
γ_{Rd}	1.2		fattore di sovraresistenza
L_V	1648	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **16.38** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	120.0 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.67	≤ 2.0	
ρ_0	0.0023	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0023	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.00		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.3765		fattore di efficienza
ω	0.04		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.04		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.001		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00006		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.043		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.034		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.79		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.21		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	28033 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rdl} =	74555 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	89157 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	426724 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	74555 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	506.3 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **5.16** OK

V_R = 74555 N < $V_{Rcd,max}$ = 618750 N OK

Direzione Z locale – FASE SISMICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	440	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	480	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	462	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	462	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	200	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	200	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	560	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	14	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50	1≤ctgθ≤2.5	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	17150	N	forza di taglio nella sezione
x	110	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**)
γ_{Rd}	1.2		fattore di sovraresistenza
L_V	7755	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **15.67** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	110.0 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.70	≤ 2.0	
ρ_0	0.0023	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0023	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.00		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.3874		fattore di efficienza
ω	0.04		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.04		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.001		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento

ϕ_y	0.00007	curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.180	capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.060	capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.33	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.67	parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	12082 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	76232 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	81232 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	424138 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	76232 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	461.3 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **4.44** OK

V_R = **76232 N** < $V_{Rcd,max}$ = **615000 N** OK

10.8.3.2 Pilastri su lato minore

10.8.3.2.1 Statiche

Direzione Y locale - – FASE STATICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.
secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)
Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA
San Giuso Canavese
PALESTRA - Pilastri di mezzeria del lato minore
Direzione Y locale
STATICA

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	480	mm	larghezza minima della sezione
H	440	mm	altezza sezione
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	462	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	57	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	200	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 $1 \le ctg\theta \le 2.5$ inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	35570	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

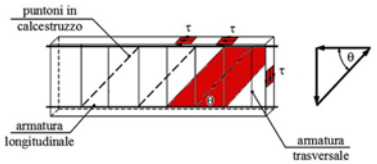
d	410	mm	altezza utile
Ac	211200	mm^2	area cls

3ϕ14

2ϕ6/20

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = **12.15** °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.6984	≤ 2.0			
ρ_1	0.0023	≤ 0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤ 0.2 fcd = 0.34		
Vmin	0.3874	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	76232 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	81766 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	508966 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	461.25 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	**76232 N**	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ =	**2.14**	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	**81766 N**	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = **508966 N** >	V_{Ed} = **35570 N**	$Fs = V_{Rcd}/V_{Ed}$ =	**14.31**	OK

Direzione Z locale - – FASE STATICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
PALESTRA - Pilastri di mezzeria del lato minore
Direzione Z locale
STATICA

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	440	mm	larghezza minima della sezione
H	480	mm	altezza sezione
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	462	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	57	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	200	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctgθ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	5510	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

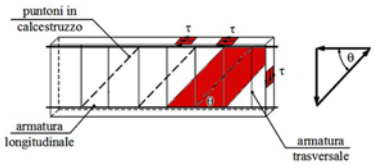
d	450	mm	altezza utile
Ac	211200	mm^2	area cls

3ϕ14

2ϕ6/20

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = 12.70 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.6667	≤2.0			
ρ_1	0.0023	≤0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.33		
Vmin	0.3765	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	74555 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	89743 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	512069 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	506.25 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	74555 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	13.53	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	89743 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 512069 N	> V_{Ed} = 5510 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =	92.93	OK

10.8.3.2.2 Sismiche

Direzione Y locale - – FASE SISMICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	440	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	480	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	462	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	462	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	200	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	200	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	560	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	14	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50	1≤ctgθ≤2.5	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	14510	N	forza di taglio nella sezione
x	110	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**
γ_{Rd}	1.2		fattore di sovraresistenza
L_V	8152	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **15.67** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	110.0 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.70	≤ 2.0	
ρ_0	0.0023	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0023	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.00		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.3874		fattore di efficienza
ω	0.04		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.04		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.001		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00007		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.188		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.061		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.32		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.68		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	12076 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rdl} =	76232 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	81232 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	424138 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	76232 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	461.3 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **5.25** OK

V_R = 76232 N < $V_{Rcd,max}$ = 615000 N OK

Direzione Z locale - – FASE SISMICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	480	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	440	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)

A'_{s1}	462	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	462	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)

φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	200	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	200	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	560	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	14	mm	diametro medio barre longitudinali

ctg θ	2.50	1≤ctgθ≤2.5	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	16020	N	forza di taglio nella sezione
x	120	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**
γ_{Rd}	1.2		fattore di sovraresistenza
L_V	8152	mm	luce di taglio

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **16.38** °

V_W	0.0	N	contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	120.0	mm	profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83	N/mm^2	resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358	N/mm^2	resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312	N/mm^2	
f_{cd}	13.89	N/mm^2	f'$_{cd}$ = 6.94 N/mm^2 ridotta
k	1.67	≤ 2.0	
ρ_0	0.0023	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0023	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.00		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78
ν_{min}	0.3765		fattore di efficienza
ω	0.04		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.04		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.001		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00006		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.171		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.059		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.35		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.65		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	12163 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	74555 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	89157 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	426724 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	74555 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	506.3 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **4.65** OK

V_R = 74555 N < $V_{Rcd,max}$ = 618750 N OK

10.8.3.3 Pilastri d'angolo

10.8.3.3.1 Statiche

Direzione Y locale - – FASE STATICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.
secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)
Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA
San Giusto Canavese
PALESTRA - Pilastri d'angolo
Direzione Y locale
STATICA

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	380	mm	larghezza minima della sezione
H	540	mm	altezza sezione
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	603	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	79	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	400	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 $1 \le ctg\theta \le 2.5$ inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	19690	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

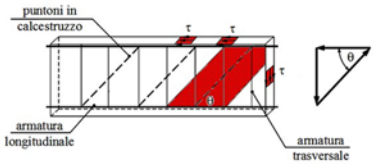
d	510	mm	altezza utile
Ac	205200	mm^2	area cls

3ϕ16

1ϕ10/40

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = **11.36** °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.6262	≤ 2.0			
ρ_1	0.0031	≤ 0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤ 0.2 fcd = 0.33		
Vmin	0.3629	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	74935 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	70482 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	501207 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	573.75 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	**74935 N**	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ =	**3.81**	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	**70482 N**	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = **501207 N** >	V_{Ed} = **19690 N**	$Fs = V_{Rcd}/V_{Ed}$ =	**25.45**	OK

Direzione Z locale - – FASE STATICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
PALESTRA - Pilastri d'angolo
Direzione Z locale
STATICA

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	540	mm	larghezza minima della sezione
H	380	mm	altezza sezione
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	603	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	79	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	400	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctgθ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	16860	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

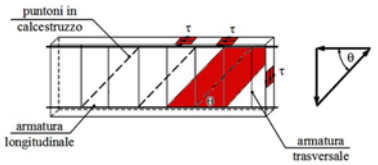
d	350	mm	altezza utile
Ac	205200	mm^2	area cls

3ϕ16

1ϕ10/40

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = 9.51 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.7559	≤2.0			
ρ_1	0.0032	≤0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.35		
Vmin	0.4072	fattore di efficienza			

OUTPUT

- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	79570 N	
- Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	48370 N	(*)
- Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	488793 N	
- Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	393.75 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	79570 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	**4.72**	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	48370 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 488793 N	> V_{Ed} = 16860 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =	**28.99**	OK

10.8.3.3.2 Sismiche

Direzione Y locale - – FASE SISMICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	540	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	380	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	603	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	603	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	10	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	157	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	400	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	200	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	640	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	16	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50	1≤ctgθ≤2.5	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	14710	N	forza di taglio nella sezione
x	135	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**)
γ_{Rd}	1.2		fattore di sovraresistenza
L_V	7886	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **20.96** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	135.0 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.63	≤ 2.0	
ρ_0	0.0031	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0031	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.01		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.3629		fattore di efficienza
ω	0.05		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.05		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.001		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00005		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.147		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.056		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.38		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.62		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	14844 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	70516 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	140340 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	417672 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	70516 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	573.8 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **4.79** OK

V_R = 70516 N < $V_{Rcd,max}$ = 605625 N OK

Direzione Z locale – FASE SISMICA

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	380	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	540	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	603	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	603	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	10	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	157	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	400	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	200	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	640	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	16	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50	$1 \le ctg\theta \le 2.5$	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	11740	N	forza di taglio nella sezione
x	95	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**
γ_{Rd}	1.2		fattore di sovraresistenza
L_V	7416	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **17.46** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	95.0 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.76	≤ 2.0	
ρ_0	0.0032	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0032	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.01		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.4072		fattore di efficienza
ω	0.05		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.05		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.001		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00008		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.204		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.062		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.31		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.69		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	14785 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	76959 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	96312 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	407328 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	76959 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	393.8 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **6.56** OK

V_R = 76959 N < $V_{Rcd,max}$ = 590625 N OK

10.8.4 Verifica forcella pilastri

10.8.4.1 Analisi delle sollecitazioni

I pilastri presentano in sommità una forcella atta ad accogliere le travi. La loro armatura è descritta negli elaborati di progetto originari:

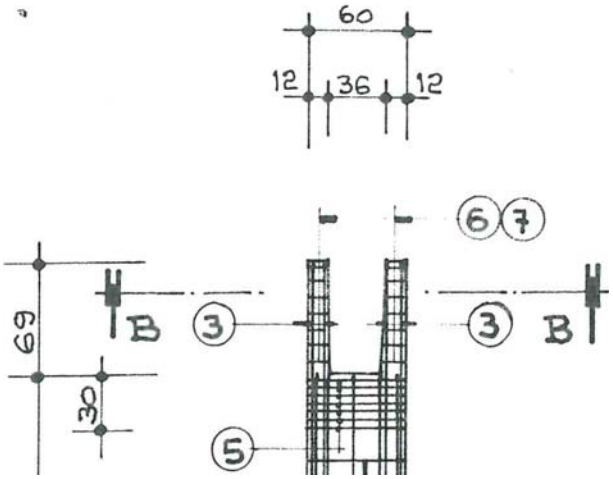


Figura 105 – Forcella – Sezione verticale

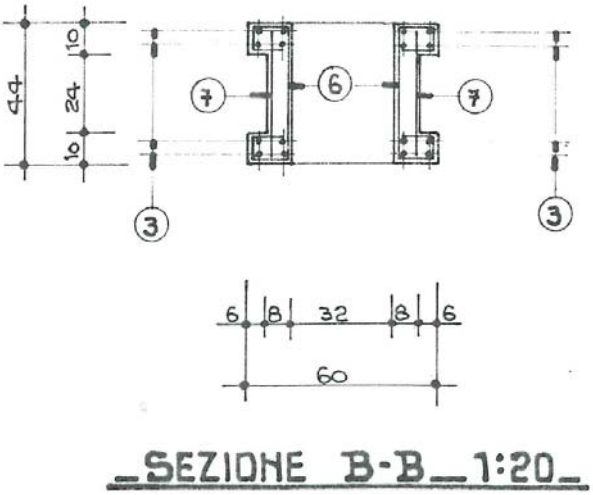


Figura 106 – Forcella – Sezione orizzontale

Armatura	Posizione	1	2	3	4	5	6	7
	Ø (mm)	14	6	14	6	6	6	6
	N. Ferri	3+3	6+6	8+8	41+41	7+7	7+7	7+7
	Lungh. (m)	8.52	8.52	2.00	2.00	2.00	0.90	0.90
	Tipo	—	FeB 44 K. c.i.s.					—

Figura 107 – Distinta ferri

Per determinare la sollecitazione massima alla quale risulta soggetta la forcella in fase sismica, si procede come segue:

1) Si determina la reazione verticale massima $\boldsymbol{R_v}$ all'appoggio delle travi in combinazione:

$$\boldsymbol{G_1 + G_2 + \sum_j (\Psi_{2j} \cdot Q_{kj})}$$

NOTA: i carichi variabili che agiscono in copertura (neve e manutenzione) non vengono combinati in fase sismica, pertanto la struttura risulta soggetta ai soli carichi permanenti $\boldsymbol{G_1}$ e $\boldsymbol{G_2}$

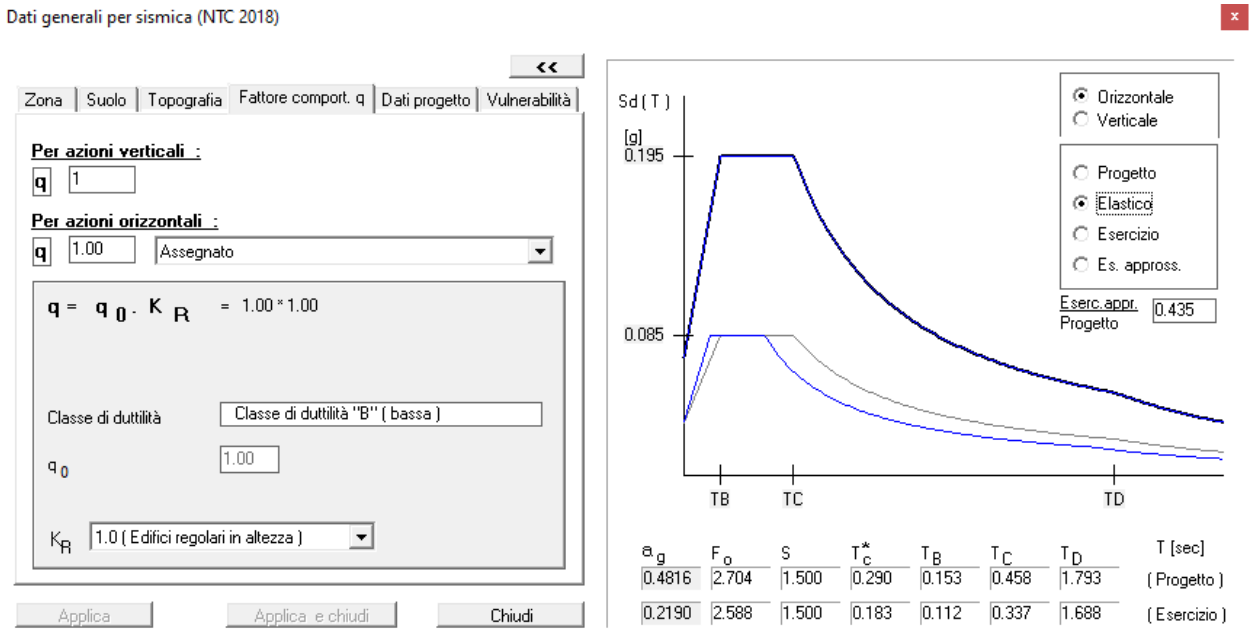
Si considerano i seguenti carichi:

- Peso proprio trave = 85.00 kN
- Peso tegoli + finiture = 2.00 kN/m^2

L'area di competenza del singolo pilastro è: 6.76x(15.44/2) = 52.19 m^2

$$R_v = \left(\frac{85.00}{2}\right) + 2.00 \cdot 52.19 = 146.88\ kN$$

2) Si applica, a favore di sicurezza, l'accelerazione massima S_e relativa allo spettro elastico determinato secondo i parametri adottati nella verifica globale:



L'accelerazione massima è pari a $S_e = 0.195g$

3) Il prodotto tra la reazione verticale R_v e l'accelerazione S_e fornisce la massima forza sismica orizzontale F_h alla quale può essere assoggettata la forcella:

$$F_h = R_v \cdot S_e = 146.88\ kN \cdot 0.195g = 28.64\ kN$$

NOTA: tale forza si adotterà nella verifica a taglio, l'ipotesi di partenza è che solo una delle due forcelle del pilastro reagisca ed impedisca la fuoriuscita della trave.

Si noti come tale forza risulti ampiamente maggiore dei tagli agenti sui pilastri, ciò dovuto alle ipotesi cautelative adottate.

4) Si determina il momento M_h prodotto dalla forza F_h sulla sezione di incastro della forcella.

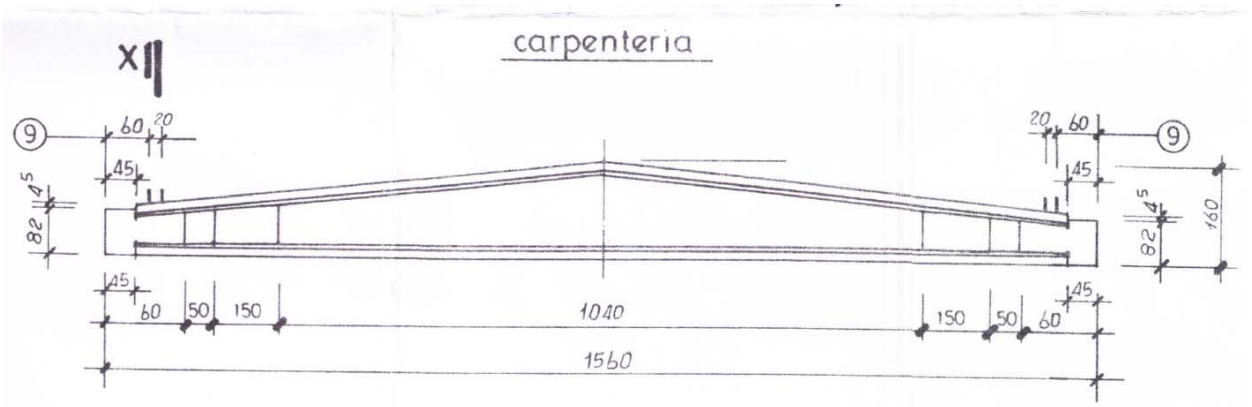


Figura 108 – Carpenteria trave

La trave presenta un'altezza h_T in corrispondenza dell'appoggio sulla forcella, pari a 82 cm.

Si considera che la forza venga trasmessa dalla trave alla forcella nella mezzeria della sua sezione all'appoggio:

$$M_h = F_h \cdot \frac{h_T}{2} = 28.64 \cdot \frac{0.82}{2} = 11.74\ kN\ m$$

Seguono verifiche a flessione e taglio della sezione considerata.

10.8.4.2 Verifica a flessione

```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_03
Nome file      : Forcella.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI
Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.    ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.   ; ftd = 391.304 (0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: a G DOPPIA
Cls:                      Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1|    0.|  440.|         1|  120.|  420.|  14.  | 1.5394|
 1- 2|  140.|  440.|         2|   20.|  420.|  14.  | 1.5394|
 1- 3|  140.|  340.|         3|  120.|   20.|  14.  | 1.5394|
 1- 4|   80.|  340.|         4|   20.|   20.|  14.  | 1.5394|
 1- 5|   80.|  440.|         5|   20.|   78.|  14.  | 1.5394|
 1- 6|   80.|  440.|         6|  120.|   80.|  14.  | 1.5394|
 1- 7|   80.|    0.|         7|   20.|  363.|  14.  | 1.5394|
 1- 8|   80.|    0.|         8|  120.|  360.|  14.  | 1.5394|
 1- 9|   80.|  100.|
 1-10|  140.|  100.|
 1-11|  140.|    0.|
 1-12|    0.|    0.|

                            SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=   57.8; y=  220.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
 1|        0.  |         0.   |       24.6887|                    |My+:24.6887/11.74=2.103

                                RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz          |  muy          |  lambda      |
  1.| -.00000004164| -.00112029161|  .01222502321|

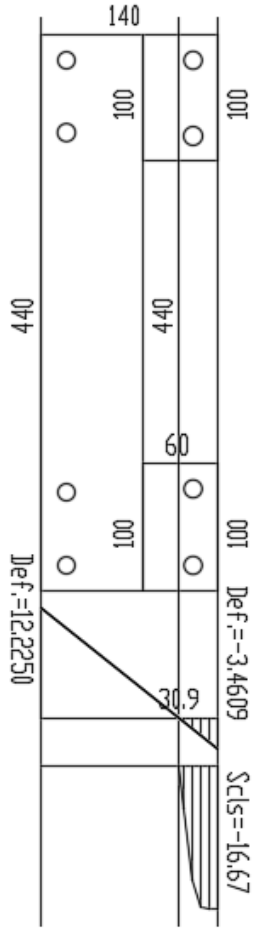
Deformazioni massime sui materiali:

      Cls                                Acciaio lento
sol   vert.|D cls    |S cls    |Ve|        ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 2| -3.4609|  -16.67|si|           4.|  9.9844|  391.25|si|
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : a G DOPPIA
Nome lavoro  : 045_03
Nome file    : Forcella.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=   58.; y=  220. (baricentro CLS)
Nd =       0.
Mdz=       0.
Mdy=    24.6887
Myult/Mdy=24.6887 / 11.74 = 2.102955159508 95
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.15
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon).
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-4.163813935458 19E-08
muy=-1.120291605124 26E-03
lam= 1.222502320799 31E-02
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS
Iver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Vel
|  2|  140.|  440.| -3.460891|-16.67|s||
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
Iferi   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri|S ferri|Vel
|  4|  20.|  20.|  14|  1.54| 9.984361|  391.25|s||

% ARMAT.: tesa= 1.3; comp.= 1.3; tot= 2.61
```

VERIFICA SODDISFATTA CON F_S = 2.10

10.8.4.3 Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.
secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)
Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA
San Giusto Canavese
PALESTRA
Forcella pilastri

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	440	mm	larghezza minima della sezione
H	80	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	616	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	113	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	100	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.05 $1 \le ctg\theta \le 2.5$ inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	28640	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

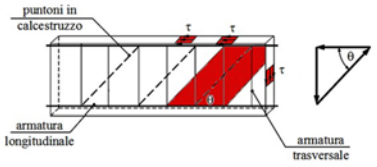
d	60	mm	altezza utile
Ac	35200	mm^2	area cls

4ϕ14

4ϕ6/10

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = 25.97 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	2.0000	≤ 2.0			
ρ_1	0.0200	≤ 0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤ 0.2 fcd = 0.40		
Vmin	0.4950	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	23342 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	38969 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	77939 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	55.443966 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	23342 N	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ =		
x	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	38969 N	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ =	**1.36**	OK
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 77939 N >	V_{Ed} = 28640 N	$Fs = V_{Rcd}/V_{Ed}$ =	**2.72**	OK

10.8.5 Verifica plinti a bicchiere

Segue la verifica dei plinti a bicchiere.

Il calcolo delle sollecitazioni da adottare nelle verifiche è in linea con quanto previsto al §7.2.5 NTC 2018:

7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD"A" sia per CD"B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD"A" e 1,10 in CD"B";

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

Si riportano degli stralci degli elaborati di progetto:

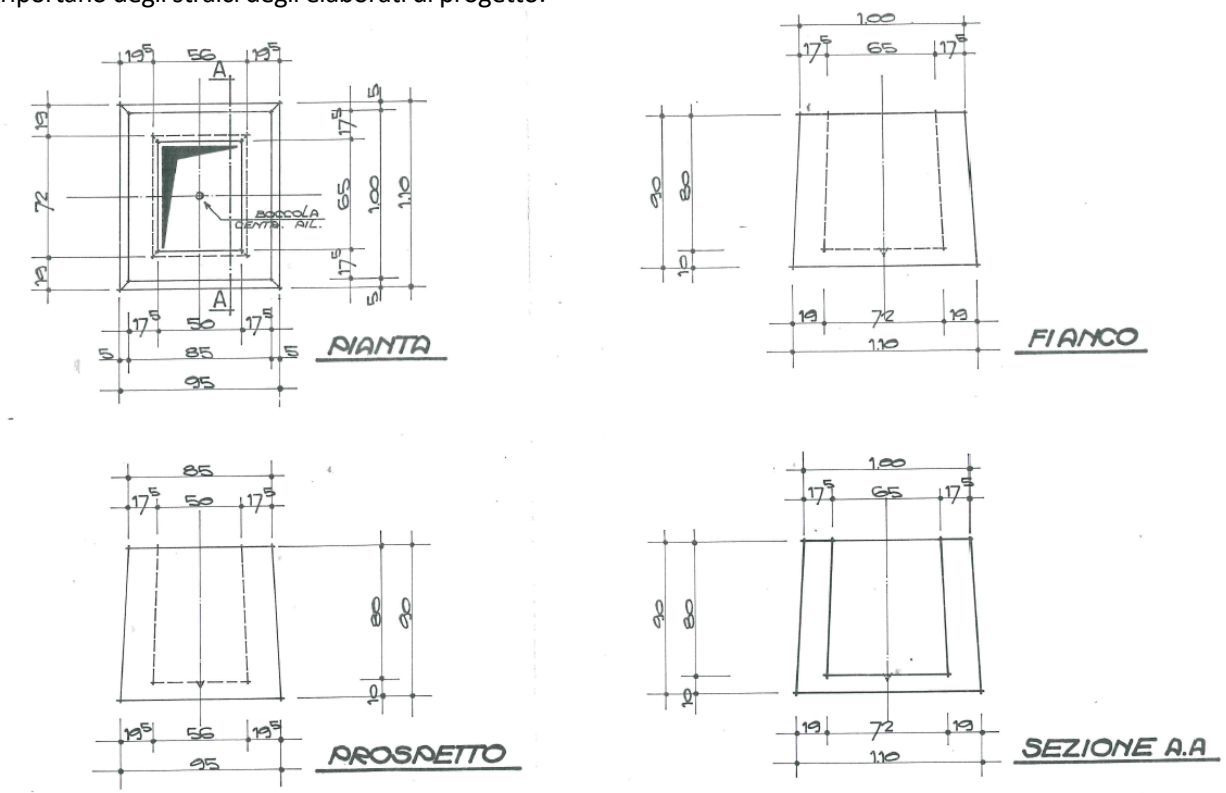


Figura 109 – Carpenteria plinti

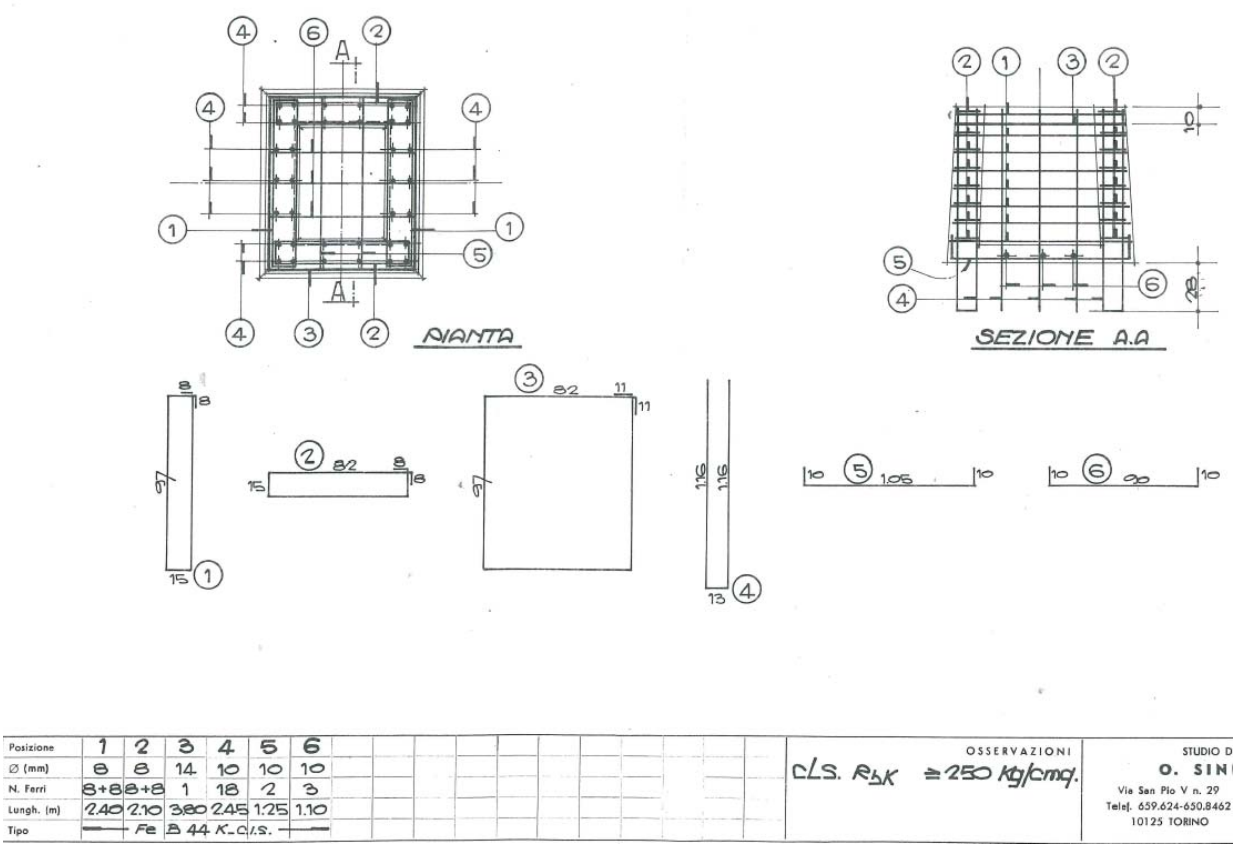


Figura 110 – Armatura plinti

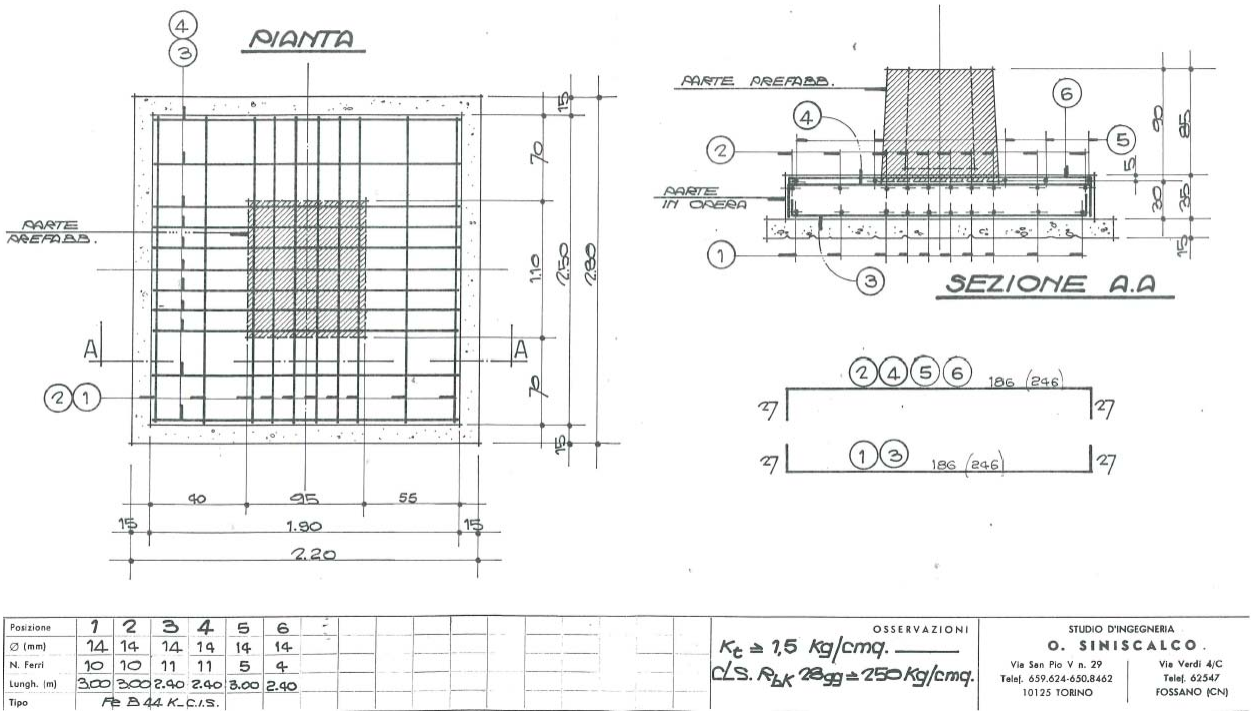


Figura 111 – Suola plinti – Carpenteria e armatura

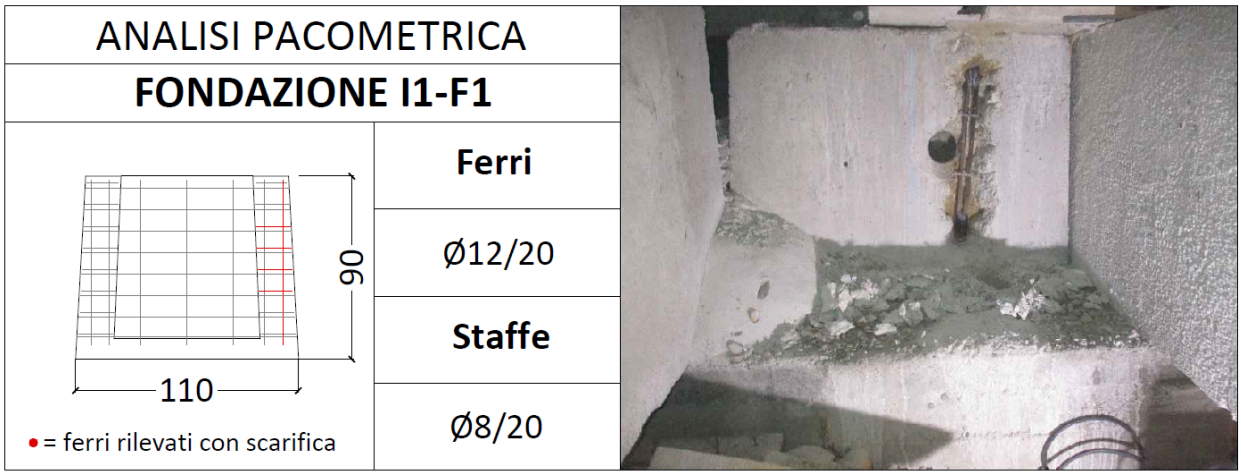
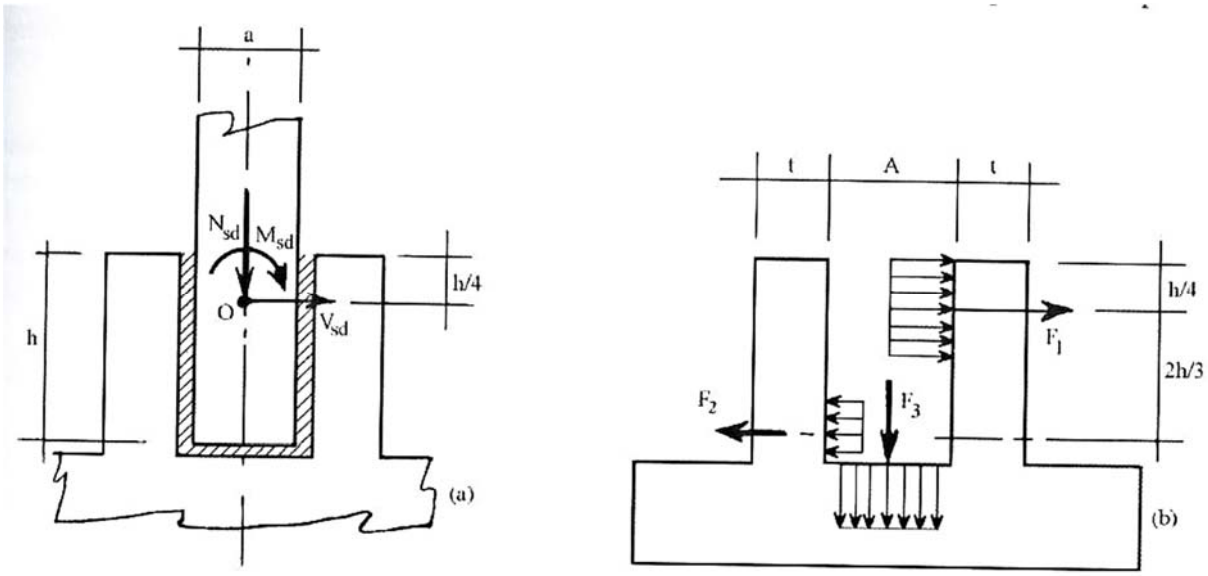


Figura 112 – Campagna indagini – Pacometrie e scarifiche

La campagna indagini ha confermato il diametro 8 sui ferri di cerchiatura; evidenzia invece come i ferri verticali in posizione 4 siano dei 12 e non dei 10; a favore di sicurezza le calcolazioni saranno comunque riferite alla situazione dichiarata a progetto.

Si riportano gli schemi adottati nel calcolo.



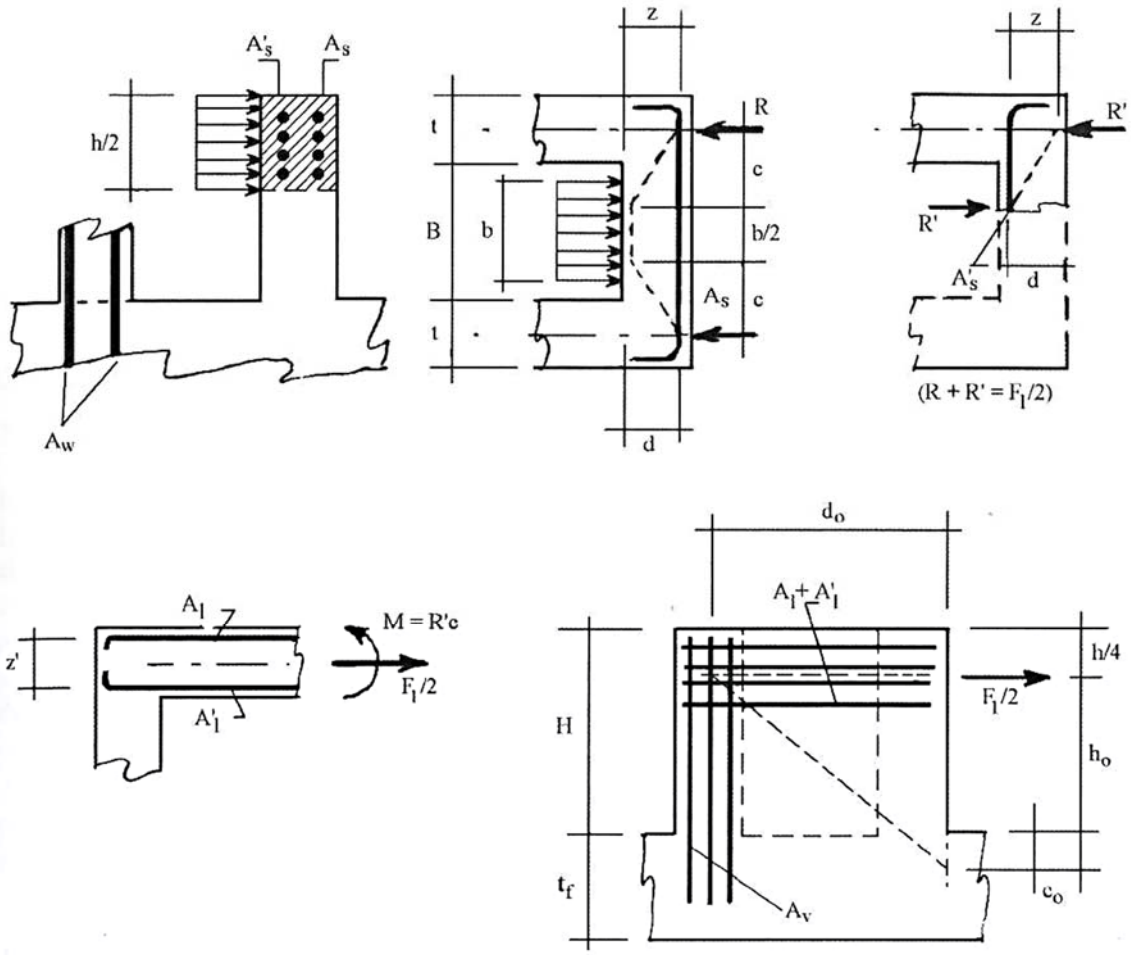


Figura 113 – Schemi per il calcolo dei plinti a bicchiere

10.8.5.1 Pilastri centrali

MASSIME SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI		
IN DIREZIONE X GLOBALE	Modello 045_02	Mz = 10.60 kN m
(LUNGO IL PIANO PRINCIPALE)		Ty = 5.29 kN
	Modello 045_03	Mz = 101.20 kN m
		Ty = 13.04 kN
IN DIREZIONE Y GLOBALE	Modello 045_02	My = 133.00 kN m
(FUORI DAL PIANO PRINCIPALE)		Tz = 17.15 kN
	Modello 045_03	My = 133.20 kN m
		Tz = 17.16 kN

Per le verifiche si adotteranno i seguenti valori:

NEL PIANO:

V_{sd} = 13.04 kN * 1.10 = 14.34 kN

M_{sd} = 101.20 kN m * 1.10 = 111.32 kN m

FUORI PIANO:

V_{sd} = 17.16 kN * 1.10 = 18.88 kN

M_{sd} = 133.20 kN m * 1.10 = 146.52 kN m

Seguono verifiche:

VERIFICHE NEL PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	14.34	kN	Taglio
MEd =	111.32	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	223.07	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	208.73	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	180	mm	Spessore pareti
a =	600	mm	Larghezza pilastro
b =	440	mm	Profondità pilastro
A =	650	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	500	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	770	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	230	mm			
d = t-c =	160	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	144	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.60				
As = Al =	354	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 8 + 1 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.56				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	216.15	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.97
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	240.30	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.08
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	250.93	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.20
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	345.25	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.55
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.97				
Av =	632	mm^2	Arm. Verticale in parete	4+4 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	404.36	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.81
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	948.31	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	4.25

La Verifica risulta NON SODDISFATTA con Fs = 0.97.

VERIFICHE FUORI PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	18.88	kN	Taglio
MEd =	146.52	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	293.60	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	274.73	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	180	mm	Spessore pareti
a =	440	mm	Larghezza pilastro
b =	600	mm	Profondità pilastro
A =	500	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	650	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	770	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	265	mm			
d = t-c =	160	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	144	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.84				
As = Al =	354	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 8 + 1 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.56				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	187.61	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.64
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	194.53	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.66
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	314.95	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.15
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	345.25	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.18
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.97				
Av =	790	mm^2	Arm. Verticale in parete	5+5 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	505.45	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.72
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	948.31	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	3.23

La Verifica risulta NON SODDISFATTA con Fs = 0.64.

10.8.5.2 Pilastri su lato minore

MASSIME SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI		
IN DIREZIONE Y GLOBALE **(LUNGO IL PIANO PRINCIPALE)**	Modello 045_02	My = 1.10 kN m
		Tz = 0.14 kN
	Modello 045_03	My = 130.60 kN m
		Tz = 16.02 kN
IN DIREZIONE X GLOBALE **(FUORI DAL PIANO PRINCIPALE)**	Modello 045_02	Mz = 80.60 kN m
		Ty = 9.89 kN
	Modello 045_03	Mz = 118.30 kN m
		Ty = 14.51 kN

Per le verifiche si adotteranno i seguenti valori:

NEL PIANO:

V_{sd} = 16.02 kN * 1.10 = 17.62 kN

M_{sd} = 130.60 kN m * 1.10 = 143.66 kN m

FUORI PIANO:

V_{sd} = 14.51 kN * 1.10 = 15.96 kN

M_{sd} = 118.30 kN m * 1.10 = 130.13 kN m

Seguono verifiche:

VERIFICHE NEL PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	17.62	kN	Taglio
MEd =	143.66	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	286.98	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	269.36	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	180	mm	Spessore pareti
a =	600	mm	Larghezza pilastro
b =	440	mm	Profondità pilastro
A =	650	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	500	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	770	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	230	mm			
d = t-c =	160	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	144	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.60				
As = Al =	354	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 8 + 1 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.56				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	216.15	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.75
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	240.30	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.84
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	250.93	kN	< F2,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.93
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	345.25	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.20
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.97				
Av =	632	mm^2	Arm. Verticale in parete	4+4 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	404.36	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.41
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	948.31	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	3.30

La Verifica risulta NON SODDISFATTA con Fs = 0.75.

VERIFICHE FUORI PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	15.96	kN	Taglio
MEd =	130.13	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	259.95	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	243.99	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	180	mm	Spessore pareti
a =	440	mm	Larghezza pilastro
b =	600	mm	Profondità pilastro
A =	500	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	650	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	770	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	265	mm			
d = t-c =	160	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	144	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.84				
As = Al =	354	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 8 + 1 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.56				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	187.61	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.72
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	194.53	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.75
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	314.95	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.29
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	345.25	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.33
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.97				
Av =	790	mm^2	Arm. Verticale in parete	5+5 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	505.45	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.94
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	948.31	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	3.65

La Verifica risulta NON SODDISFATTA con Fs = 0.72.

10.8.5.3 Pilastri d'angolo

MASSIME SOLLECITAZIONI DERIVANTI DALL'ANALISI		
IN DIREZIONE X GLOBALE **(LUNGO IL PIANO PRINCIPALE)**	Modello 045_02	Mz = 9.6 kN m
		Ty = 5.05 kN
	Modello 045_03	Mz = 116 kN m
		Ty = 14.71 kN
IN DIREZIONE Y GLOBALE **(FUORI DAL PIANO PRINCIPALE)**	Modello 045_02	My = 13.6 kN m
		Tz = 5.10 kN
	Modello 045_03	My = 85.80 kN m
		Tz = 11.57 kN

Per le verifiche si adotteranno i seguenti valori:

NEL PIANO:

V_{sd} = 14.71 kN * 1.10 = 16.18 kN

M_{sd} = 116.00 kN m * 1.10 = 127.60 kN m

FUORI PIANO:

V_{sd} = 11.57 kN * 1.10 = 12.73 kN

M_{sd} = 85.80 kN m * 1.10 = 94.38 kN m

Seguono verifiche:

VERIFICHE NEL PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI

Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO

VSd =	16.18	kN	Taglio
MEd =	127.60	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE

F1,Sd =	255.43	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	239.25	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO

h =	800	mm	Altezza collo
t =	180	mm	Spessore pareti
a =	600	mm	Larghezza pilastro
b =	440	mm	Profondità pilastro
A =	650	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	500	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	770	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	230	mm			
d = t-c =	160	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	144	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.60				
As = Al =	354	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 8 + 1 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.56				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	216.15	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.85
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	240.30	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.94
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	250.93	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.05
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	345.25	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.35
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.97				
Av =	632	mm^2	Arm. Verticale in parete	4+4 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	404.36	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.58
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	948.31	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	3.71

La Verifica risulta NON SODDISFATTA con Fs = 0.85.

VERIFICHE FUORI PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	12.73	kN	Taglio
MEd =	94.38	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	189.69	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	176.96	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	180	mm	Spessore pareti
a =	440	mm	Larghezza pilastro
b =	600	mm	Profondità pilastro
A =	500	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	650	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	770	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	265	mm			
d = t-c =	160	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	144	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.84				
As = Al =	354	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 8 + 1 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.56				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	187.61	kN	< F1,Sd	**VERIFICA NON SODDISFATTA con FS=**	0.99
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	194.53	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.03
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	314.95	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.78
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	345.25	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.82
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.97				
Av =	790	mm^2	Arm. Verticale in parete	5+5 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	505.45	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.66
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	948.31	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	5.00

La Verifica risulta NON SODDISFATTA con Fs = 0.99.

10.8.6 Verifica della suola del plinto

10.8.6.1 Modellazione

Segue la verifica della suola del plinto avente dimensioni 1.90 m x 2.50 m x 0.35 m.

La sezione è armata a flessione con ferri 1+1ϕ14/20.

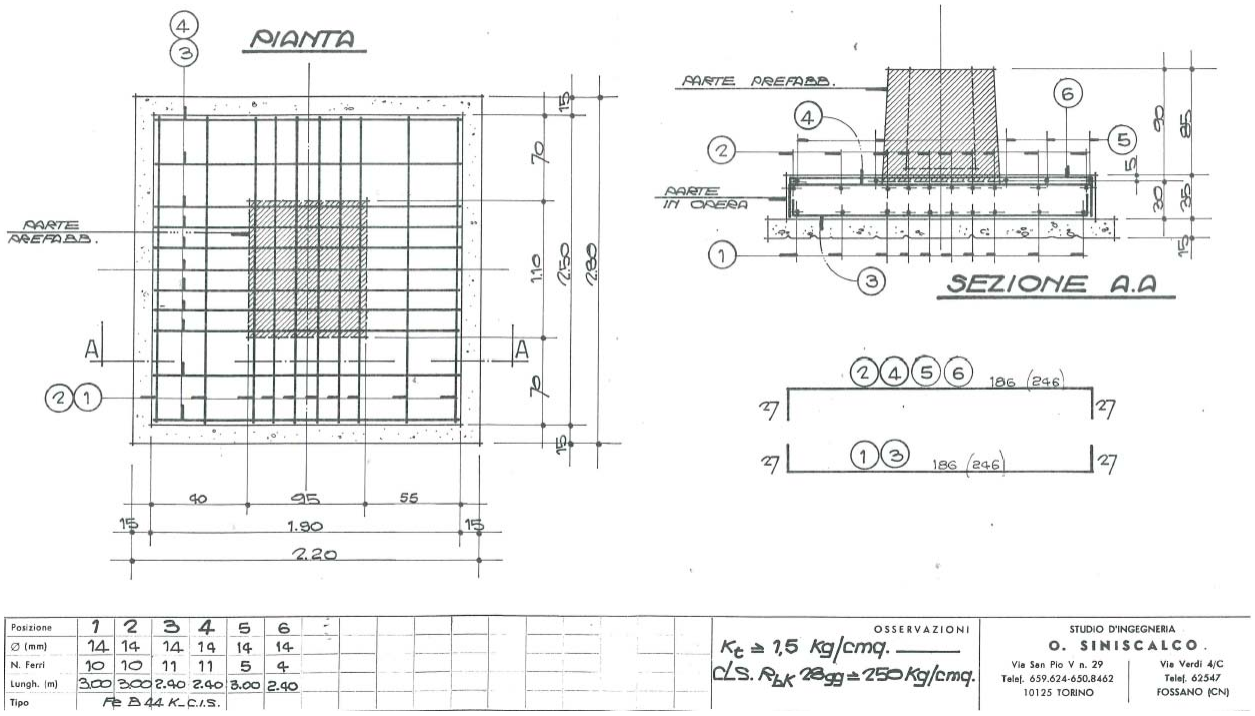


Figura 114 – Suola plinti – Carpenteria e armatura

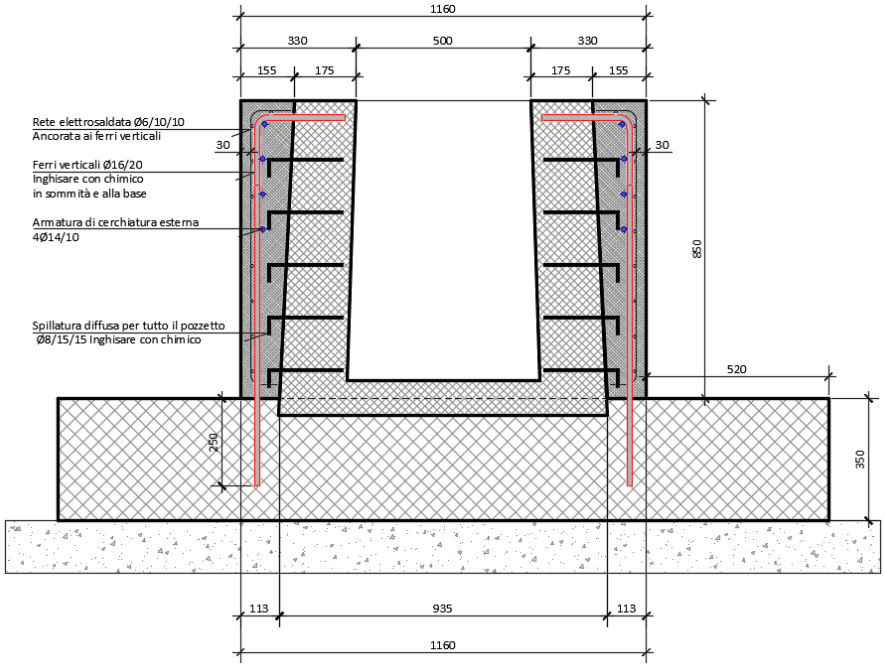


Figura 115 – Allargamento plinti a bicchiere in progetto

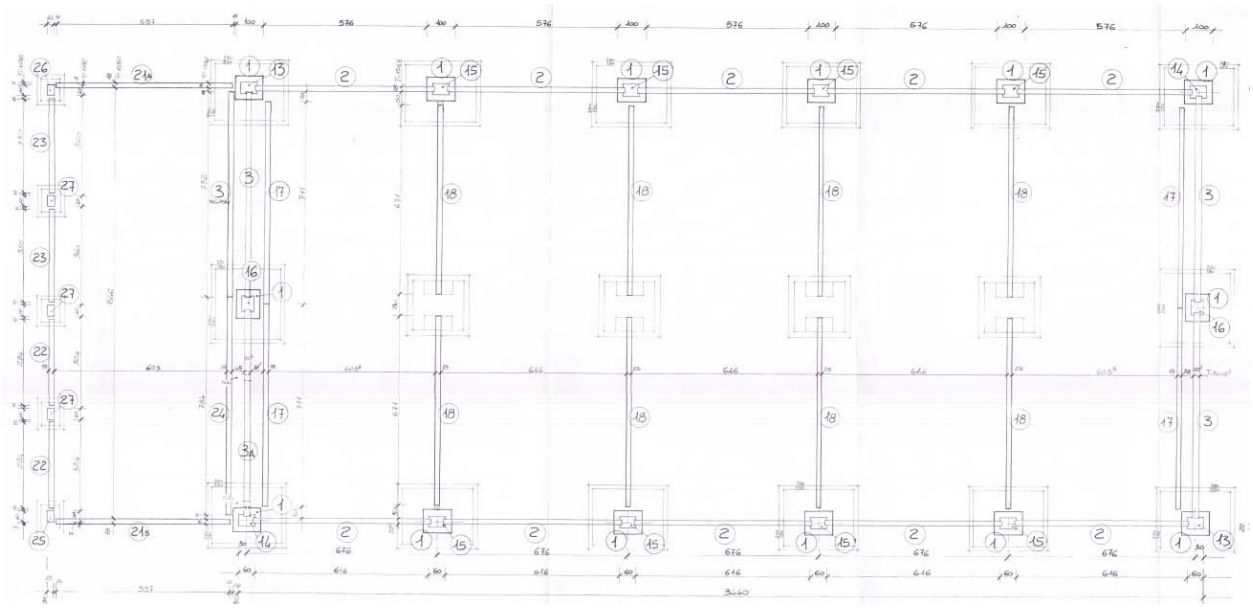


Figura 116 – Pianta delle fondazioni

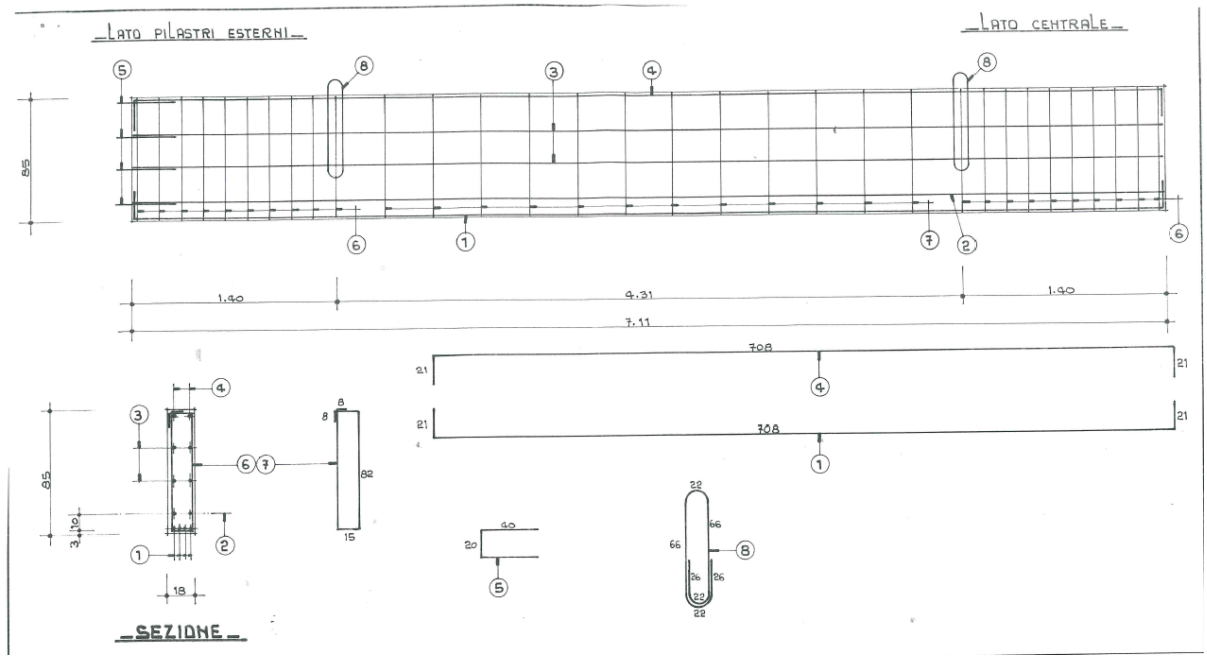


Figura 117 – Travi trasversali porta solaio - Perimetrali

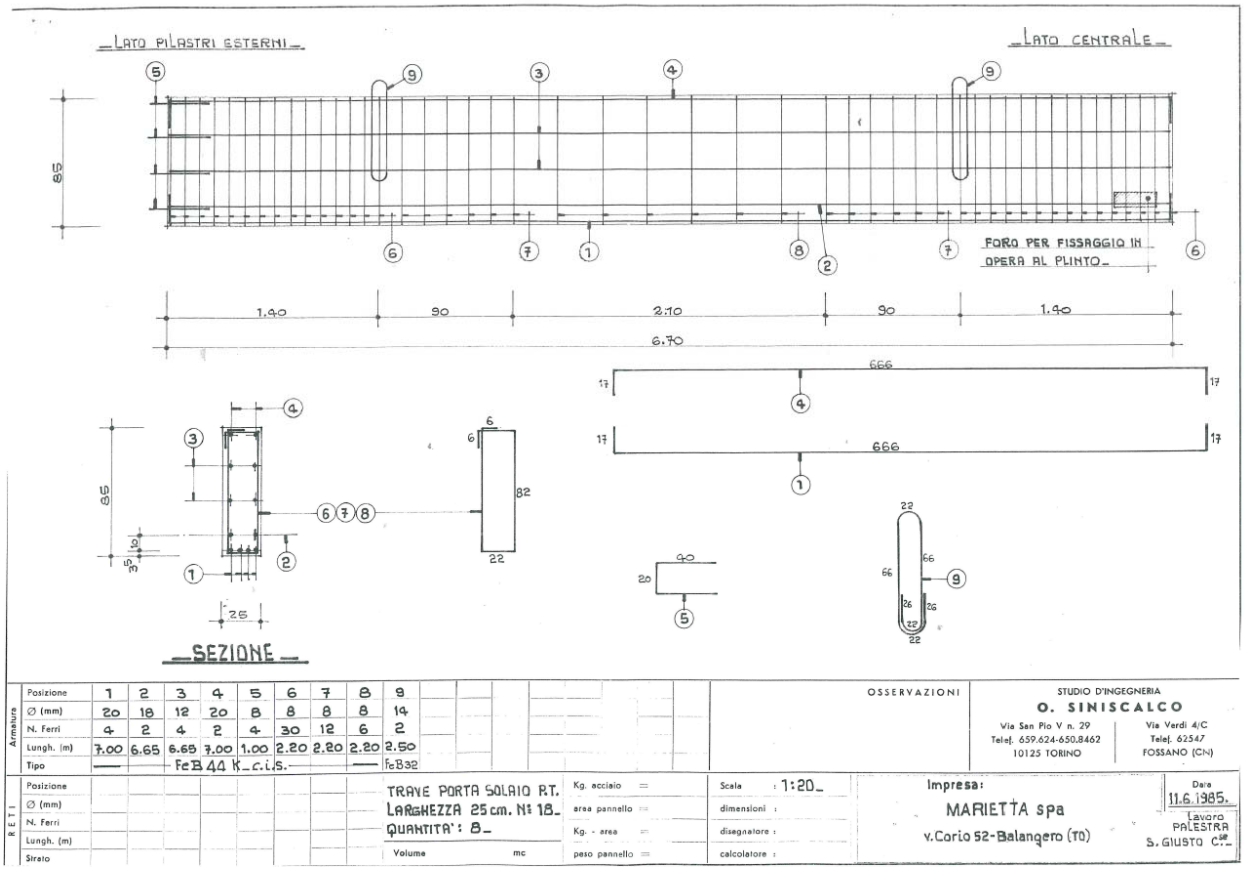


Figura 118 – Travi trasversali porta solaio - Centrali

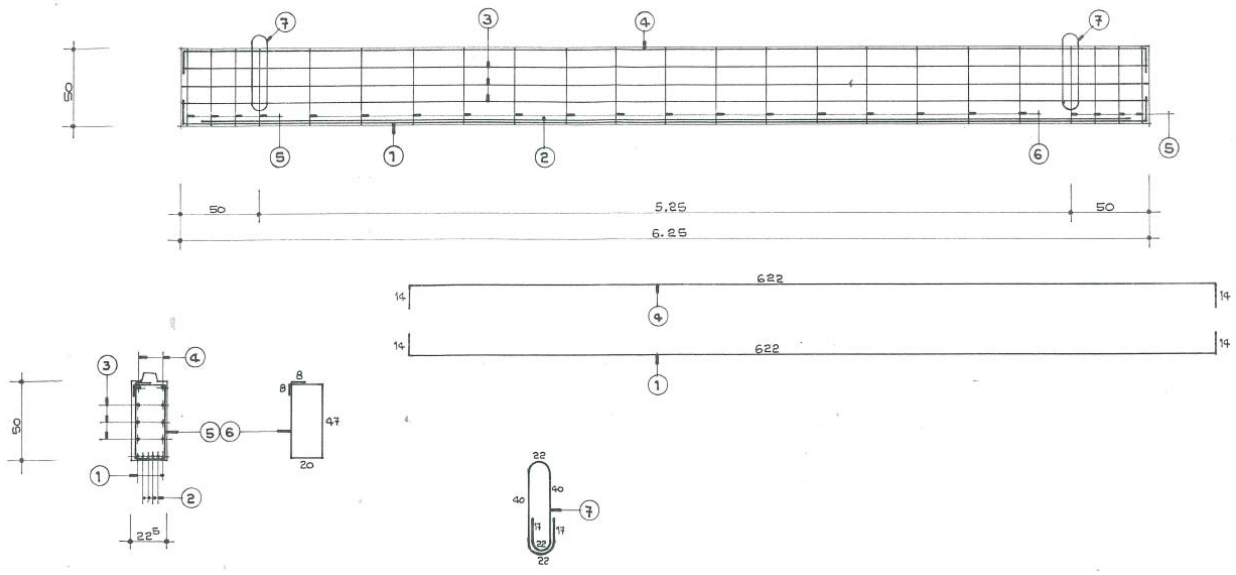


Figura 119 – Travi portamuro perimetrali

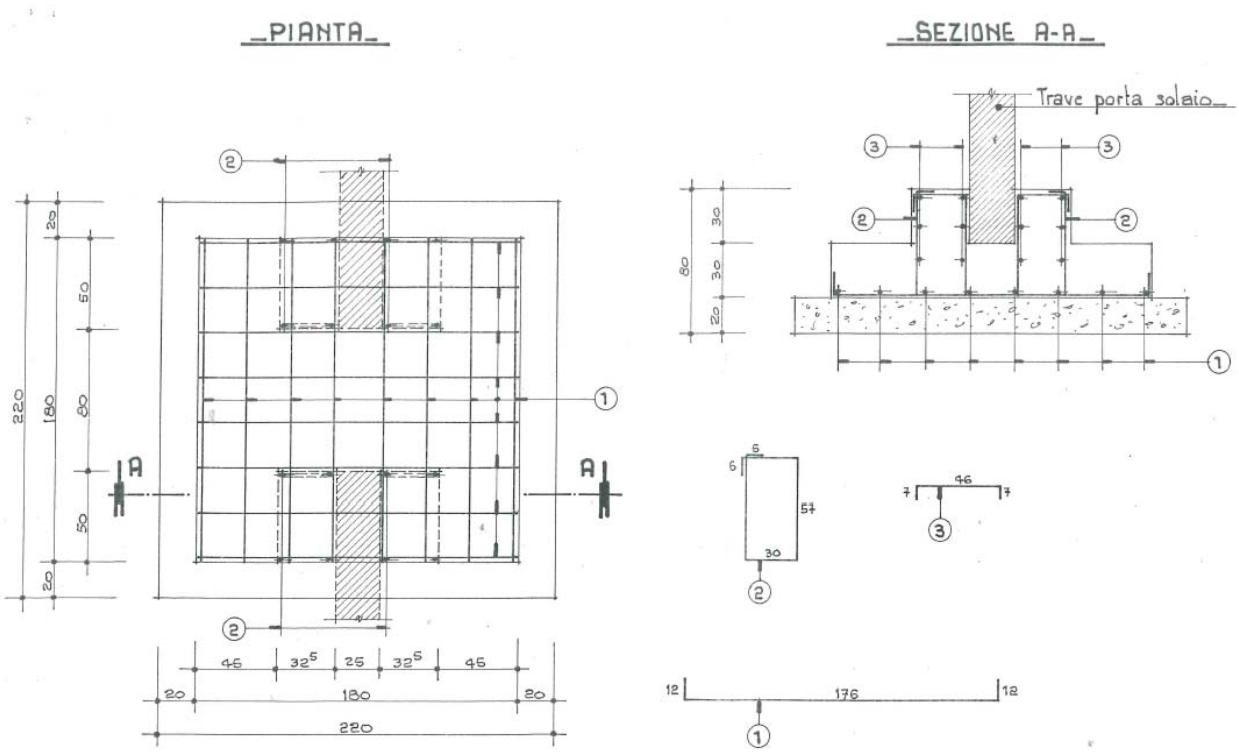


Figura 120 – Plinti centrali

Al fine di determinare le sollecitazioni agenti, si procede alla redazione di un modello di calcolo con fondazioni modellate su suolo elastico e con spettro di risposta elastico (q=1);

Da questo modello di calcolo si determineranno:

- Sforzo normale
- Taglio
- Pressione massima agente

Al fine di massimizzare le sollecitazioni, si adotterà il modello maggiormente rigido, dunque quello con tamponamenti modellati.

Il modello è il codice 045_05.

Si modellano le suole dei plinti come elementi "plate" su suolo elastico aventi costante di sottofondo Winkler pari a 3.97 kg/cm^3 in accordo con la relazione geologico-tecnica.

Questi sono collegati dalle travi portamuro perimetrali e trasversalmente dalle travi porta solaio di piano terra; tali elementi vengono modellati come elementi beam privi di appoggio elastico ed incernierati sui plinti.

Seguono viste del modello di calcolo realizzato:

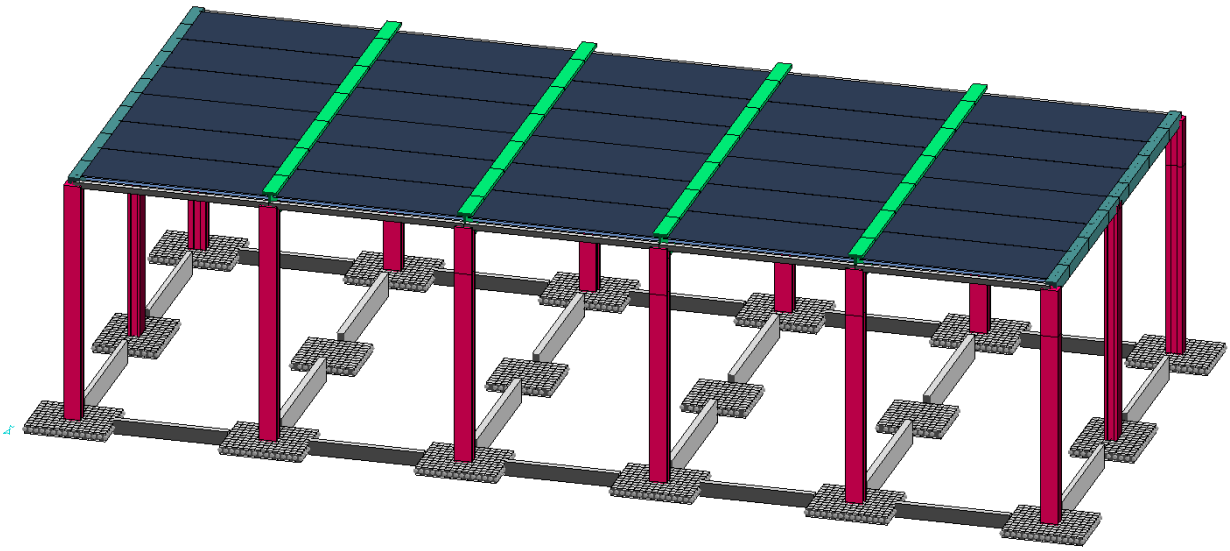


Figura 121 – Vista globale

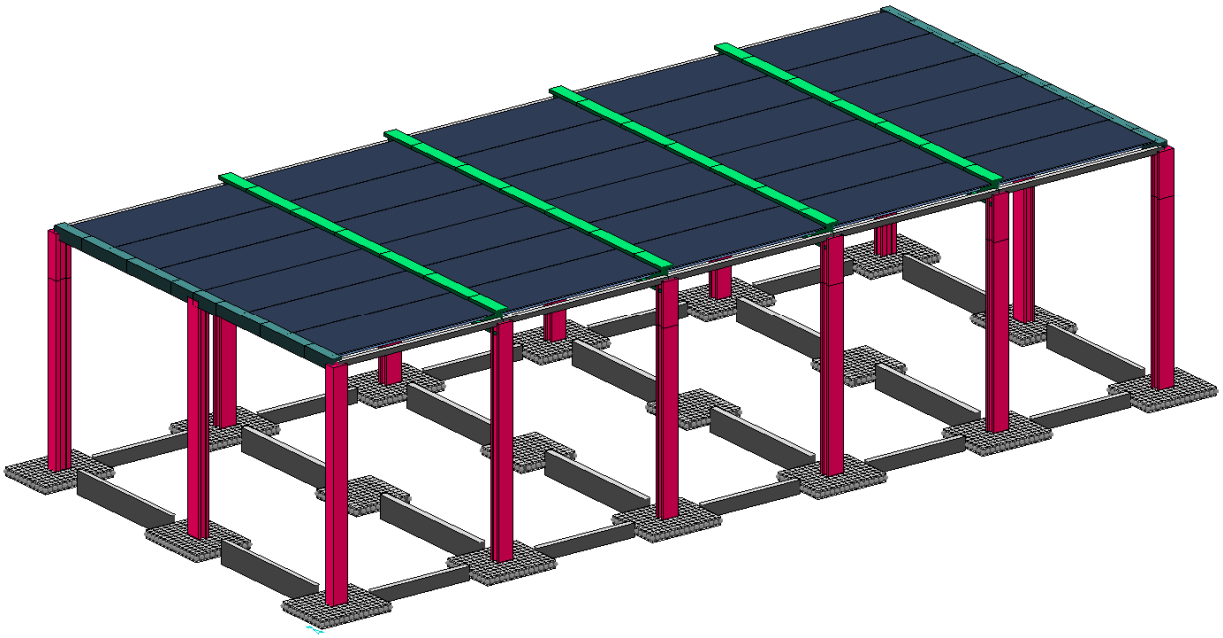


Figura 122 – Vista globale

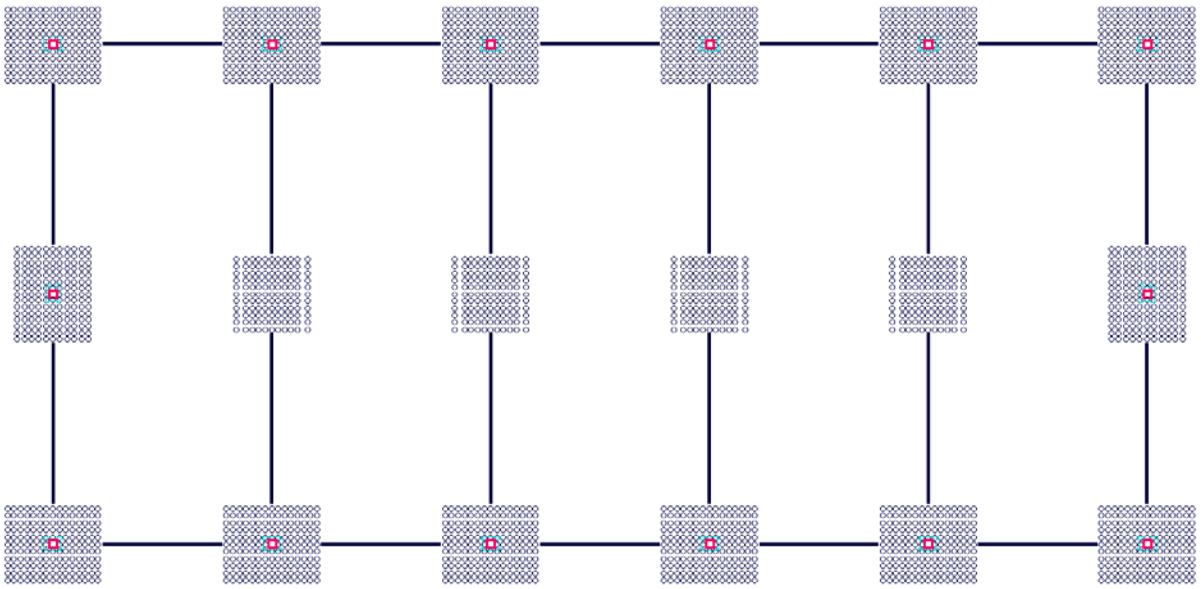


Figura 123 – Vista in pianta

NOTA: Al fine di non appesantire la lettura della presente relazione, non viene riportata la determinazione delle forzanti sismiche, in quanto la procedura adottata è la medesima di quella già descritta in precedenza per la verifica globale.

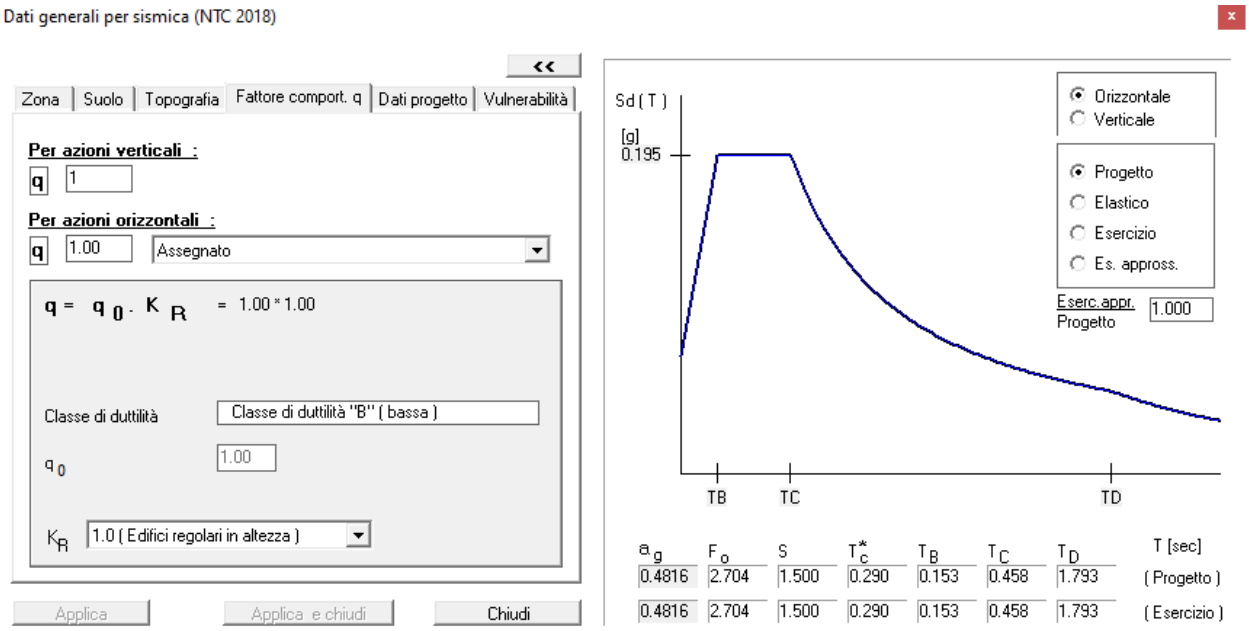


Figura 124 – Spettro di risposta elastico adottato nelle verifiche

Detta $V = 52\ cm$ la distanza tra il filo del bicchiere e il bordo della suola e detta $h = 35\ cm$ l'altezza della suola, la fondazione risulta essere *rigida* essendo $V \leq 2h$.

Per le fondazioni di tipo *rigido* è consentito il calcolo dell'armatura secondo meccanismo resistente tirante-puntone; a favore di sicurezza, si adotterà invece il meccanismo di rottura per flessione tipico delle fondazioni *flessibili*.

Segue il diagramma delle massime pressioni, inviluppo dei casi complessi di carico a SLV.

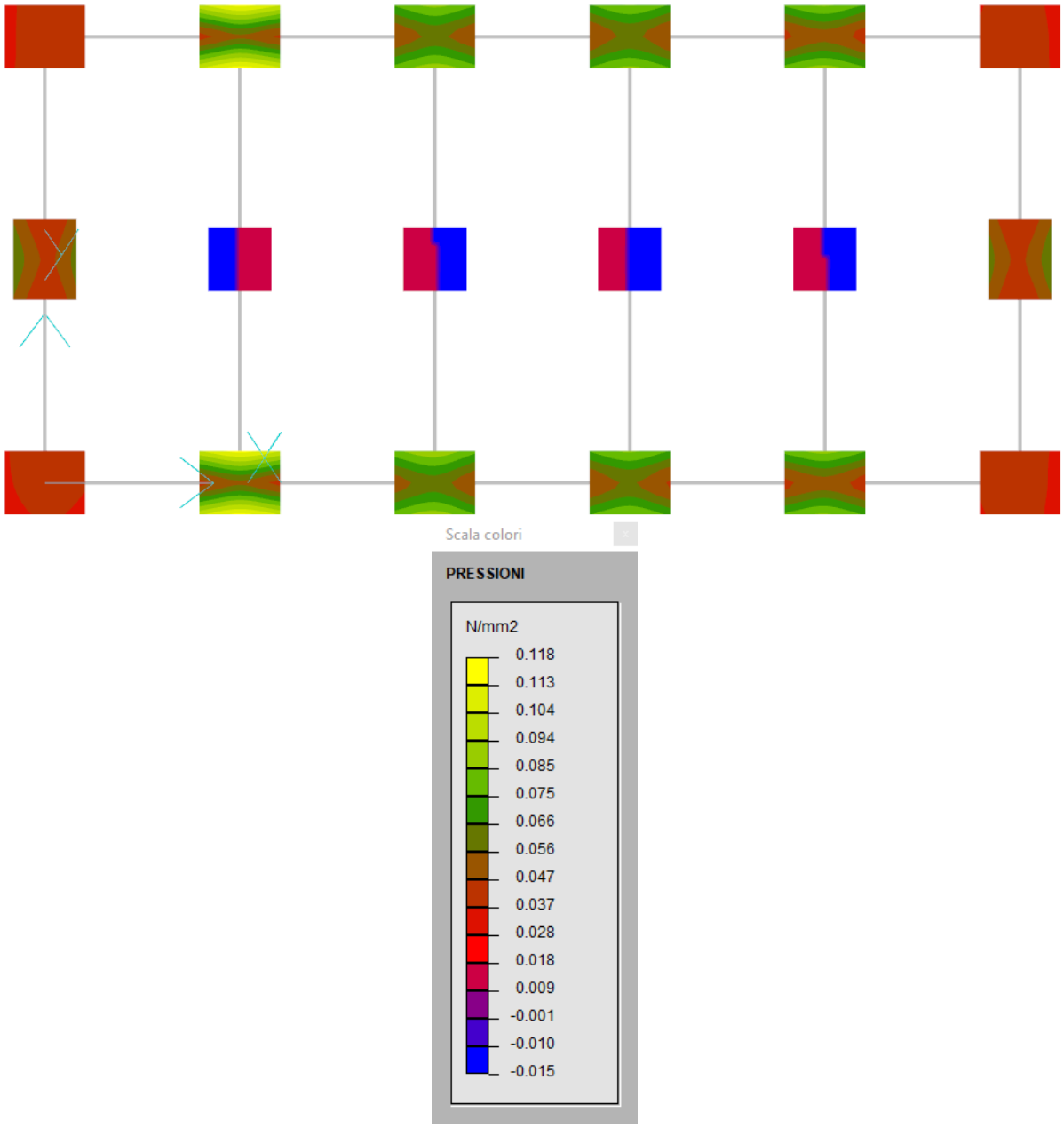


Figura 125 – Massime pressioni a SLV

Il massimo valore di pressione è pari a 0.118 N/mm^2.

A favore di sicurezza si ipotizza una distribuzione costante rettangolare della pressione massima sul tratto $V = 52\ cm$ precedentemente descritto. Si ottiene pertanto la risultante:

$$R = p \cdot V \cdot L = 0.118 \cdot 520 \cdot 2500 = 153400\ N = 153.40\ kN$$

Ad ulteriore favore di sicurezza, si ipotizza che la risultante agisca sul bordo del plinto, producendo un momento sulla sezione di verifica pari a:

$$M_{sd} = R \cdot V = 153.40 \cdot 0.52 = 79.77\ kNm$$

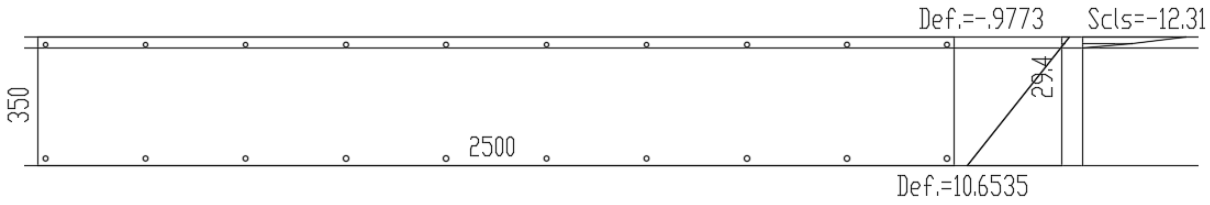
10.8.6.2 Verifica a flessione

Segue verifica a flessione:

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_04
Nome file    : Vs_nuovo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  175. (baricentro CLS)
Nd =        0.
Mdz=  191.6008
Mdy=    0.
Mzult/Mdz=191.6008 / 79.77 =2.40192
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-3.32308776284073E-04
muy= 5.08844490533285E-22
lam= 1.06534960248726E-02
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
Iver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  IVe|
|  2|-1250.|  350.|  -.97731|  -12.31|si|
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
Ifer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Ve|
|  1|-1230.|  20.|   14|   1.54| 9.98888| 391.29|si|

% ARMAT.: tesa= .18; comp.= .18; tot.= .35
```

VERIFICA SODDISFATTA CON FS = 2.40

10.8.6.3 Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.
secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)
Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA
San Giusto Canavese
PALESTRA - Suola dei plinti a bicchiere

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	2500	mm	larghezza minima della sezione
H	350	mm	altezza sezione
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{s1}	1540	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	1	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	200	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctgθ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	153400	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

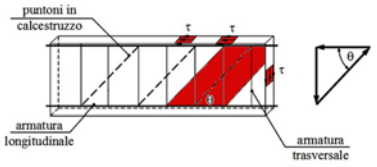
NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	320	mm	altezza utile
Ac	875000	mm^2	area cls

10ϕ14

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = 0.70 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo		
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd = 8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.7906	≤2.0		
ρ_1	0.0019	≤0.02		
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.36	
Vmin	0.4193	fattore di efficienza		

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} = 335440 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} = 1120 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} = 2068966 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l = 360 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

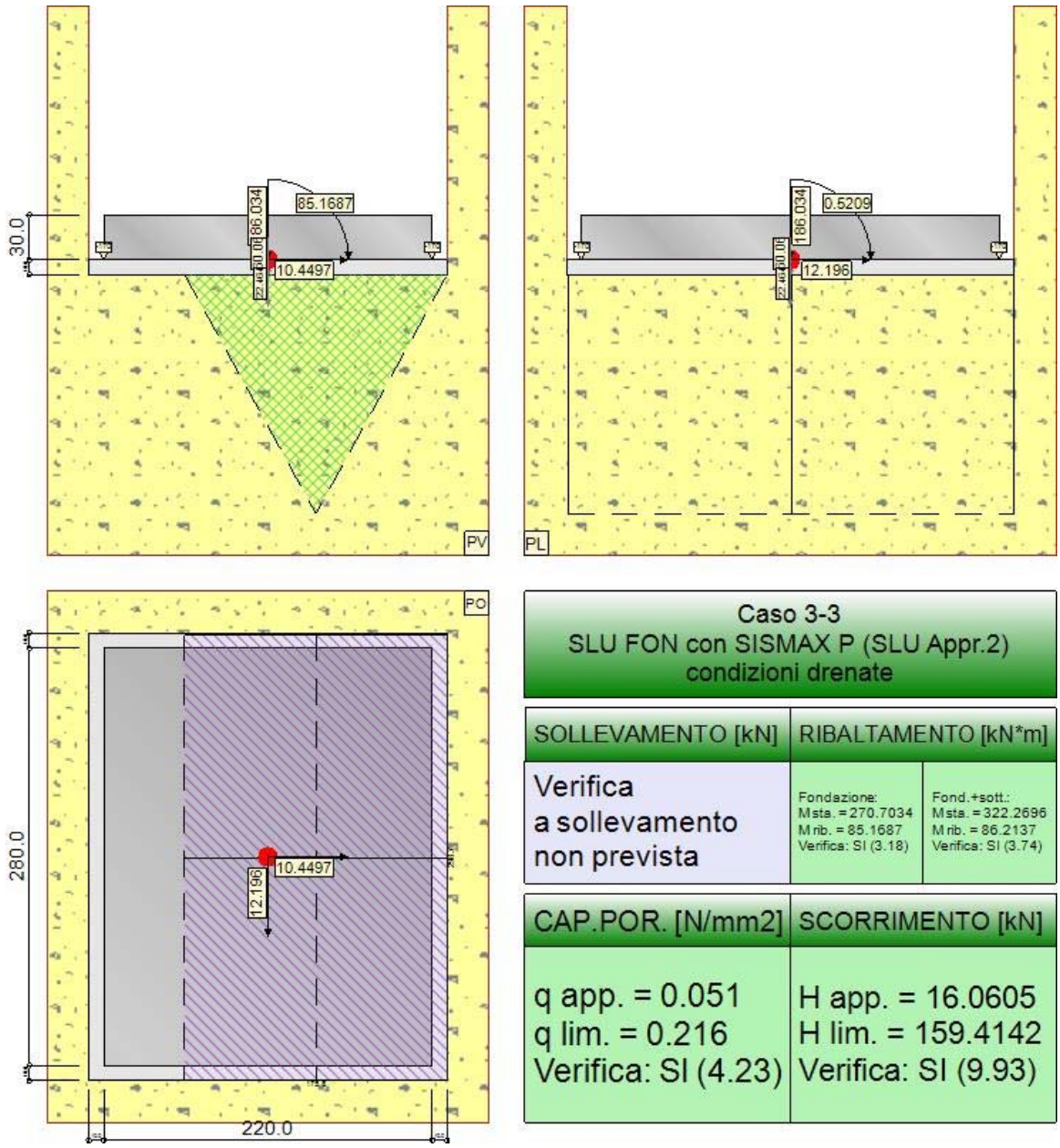
VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	335440 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} = 2.19	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	1120 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 2068966 N > V_{Ed} =	153400 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} = 13.49	OK

VERIFICA SODDISFATTA CON FS = 2.19

10.8.7 Verifiche geotecniche

10.8.7.1 Verifiche e riassunto dei risultati



Caso 3-3
SLU FON con SISMAX P (SLU Appr.2)
condizioni drenate

SOLLEVAMENTO [kN]	RIBALTAMENTO [kN*m]	
Verifica a sollevamento non prevista	Fondazione: Msta. = 270.7034 Mrib. = 85.1687 Verifica: SI (3.18)	Fond.+sott.: Msta. = 322.2696 Mrib. = 86.2137 Verifica: SI (3.74)

CAP.POR. [N/mm2]	SCORRIMENTO [kN]
q app. = 0.051 q lim. = 0.216 Verifica: SI (4.23)	H app. = 16.0605 H lim. = 159.4142 Verifica: SI (9.93)

Rappresentazione della fondazione.

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Qi,fav}$	$\gamma_{Qi,sfa}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50
2	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50
3	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50
4	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50

Caso	γ_{γ}	γ_{φ}	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R;v}$	$\gamma_{R;h}$	$\gamma_{R;e}$	$\gamma_{R;equ}$	$\gamma_{R;upl}$
1	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.30	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.30	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.30	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.30	1.00	1.00

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche a ribaltamento.

	Fondazione			Fondazione e Sottofondo		
Caso	R_d [kN*m]	E_d [kN*m]	Verifica	R_d [kN*m]	E_d [kN*m]	Verifica
1-1	272.992	77.469	SI (272.992/77.469 = 3.52 >= 1.0)	324.766	78.42	SI (324.766/78.42 = 4.14 >= 1.0)
1-2	272.868	77.105	SI (272.868/77.105 = 3.54 >= 1.0)	324.631	78.051	SI (324.631/78.051 = 4.16 >= 1.0)
1-3	272.668	77.45	SI (272.668/77.45 = 3.52 >= 1.0)	324.413	78.4	SI (324.413/78.4 = 4.14 >= 1.0)
1-4	272.544	77.086	SI (272.544/77.086 = 3.54 >= 1.0)	324.278	78.031	SI (324.278/78.031 = 4.16 >= 1.0)
1-5	272.593	76.568	SI (272.593/76.568 = 3.56 >= 1.0)	324.331	77.508	SI (324.331/77.508 = 4.18 >= 1.0)
1-6	272.469	76.204	SI (272.469/76.204 = 3.58 >= 1.0)	324.196	77.139	SI (324.196/77.139 = 4.20 >= 1.0)
1-7	272.27	76.549	SI (272.27/76.549 = 3.56 >= 1.0)	323.978	77.488	SI (323.978/77.488 = 4.18 >= 1.0)
1-8	272.146	76.185	SI (272.146/76.185 = 3.57 >= 1.0)	323.843	77.119	SI (323.843/77.119 = 4.20 >= 1.0)
1-9	312.489	75.658	SI (312.489/75.658 = 4.13 >= 1.0)	367.854	76.587	SI (367.854/76.587 = 4.80 >= 1.0)
1-10	312.365	76.022	SI (312.365/76.022 = 4.11 >= 1.0)	367.718	76.956	SI (367.718/76.956 = 4.78 >= 1.0)
1-11	312.165	75.677	SI (312.165/75.677 = 4.12 >= 1.0)	367.501	76.607	SI (367.501/76.607 = 4.80 >= 1.0)
1-12	312.041	76.041	SI (312.041/76.041 = 4.10 >= 1.0)	367.365	76.975	SI (367.365/76.975 = 4.77 >= 1.0)
1-13	312.09	76.559	SI (312.09/76.559 = 4.08 >= 1.0)	367.419	77.499	SI (367.419/77.499 = 4.74 >= 1.0)
1-14	311.966	76.923	SI (311.966/76.923 = 4.06 >= 1.0)	367.284	77.868	SI (367.284/77.868 = 4.72 >= 1.0)
1-15	311.767	76.578	SI (311.767/76.578 = 4.07 >= 1.0)	367.066	77.519	SI (367.066/77.519 = 4.74 >= 1.0)
1-16	311.643	76.942	SI (311.643/76.942 = 4.05 >= 1.0)	366.931	77.888	SI (366.931/77.888 = 4.71 >= 1.0)
2-1	287.199	24.007	SI (287.199/24.007 = 11.96 >= 1.0)	340.264	24.301	SI (340.264/24.301 = 14.00 >= 1.0)
2-2	287.079	23.736	SI (287.079/23.736 = 12.09 >= 1.0)	340.134	24.027	SI (340.134/24.027 = 14.16 >= 1.0)
2-3	299.048	21.931	SI (299.048/21.931 = 13.64 >= 1.0)	353.191	22.201	SI (353.191/22.201 = 15.91 >= 1.0)
2-4	298.928	22.202	SI (298.928/22.202 = 13.46 >= 1.0)	353.06	22.475	SI (353.06/22.475 = 15.71 >= 1.0)
2-5	286.785	22.792	SI (286.785/22.792 = 12.58 >= 1.0)	339.813	23.072	SI (339.813/23.072 = 14.73 >= 1.0)
2-6	286.665	22.522	SI (286.665/22.522 = 12.73 >= 1.0)	339.683	22.798	SI (339.683/22.798 = 14.90 >= 1.0)
2-7	298.634	23.146	SI (298.634/23.146 = 12.90 >= 1.0)	352.739	23.43	SI (352.739/23.43 = 15.05 >= 1.0)
2-8	298.514	23.416	SI (298.514/23.416 = 12.75 >= 1.0)	352.609	23.704	SI (352.609/23.704 = 14.88 >= 1.0)
2-9	286.12	23.943	SI (286.12/23.943 = 11.95 >= 1.0)	339.088	24.236	SI (339.088/24.236 = 13.99 >= 1.0)
2-10	286.001	23.673	SI (286.001/23.673 = 12.08 >= 1.0)	338.957	23.962	SI (338.957/23.962 = 14.15 >= 1.0)
2-11	297.969	21.995	SI (297.969/21.995 = 13.55 >= 1.0)	352.014	22.266	SI (352.014/22.266 = 15.81 >= 1.0)
2-12	297.85	22.265	SI (297.85/22.265 = 13.38 >= 1.0)	351.884	22.54	SI (351.884/22.54 = 15.61 >= 1.0)
2-13	285.706	22.729	SI (285.706/22.729 = 12.57 >= 1.0)	338.637	23.007	SI (338.637/23.007 = 14.72 >= 1.0)
2-14	285.587	22.458	SI (285.587/22.458 = 12.72 >= 1.0)	338.506	22.733	SI (338.506/22.733 = 14.89 >= 1.0)
2-15	297.555	23.209	SI (297.555/23.209 = 12.82 >= 1.0)	351.563	23.495	SI (351.563/23.495 = 14.96 >= 1.0)
2-16	297.436	23.48	SI (297.436/23.48 = 12.67 >= 1.0)	351.432	23.769	SI (351.432/23.769 = 14.79 >= 1.0)
3-1	271.059	85.19	SI (271.059/85.19 = 3.18 >= 1.0)	322.658	86.235	SI (322.658/86.235 = 3.74 >= 1.0)
3-2	270.923	84.789	SI (270.923/84.789 = 3.20 >= 1.0)	322.509	85.83	SI (322.509/85.83 = 3.76 >= 1.0)
3-3	270.703	85.169	SI (270.703/85.169 = 3.18 >= 1.0)	322.27	86.214	SI (322.27/86.214 = 3.74 >= 1.0)
3-4	270.567	84.768	SI (270.567/84.768 = 3.19 >= 1.0)	322.121	85.808	SI (322.121/85.808 = 3.75 >= 1.0)
3-5	270.621	84.199	SI (270.621/84.199 = 3.21 >= 1.0)	322.18	85.232	SI (322.18/85.232 = 3.78 >= 1.0)
3-6	270.484	83.798	SI (270.484/83.798 = 3.23 >= 1.0)	322.031	84.826	SI (322.031/84.826 = 3.80 >= 1.0)
3-7	270.265	84.178	SI (270.265/84.178 = 3.21 >= 1.0)	321.791	85.21	SI (321.791/85.21 = 3.78 >= 1.0)
3-8	270.128	83.777	SI (270.128/83.777 = 3.22 >= 1.0)	321.642	84.805	SI (321.642/84.805 = 3.79 >= 1.0)

3-9	314.506	83.25	SI (314.506/83.25 = 3.78 >= 1.0)	370.054	84.273	SI (370.054/84.273 = 4.39 >= 1.0)
3-10	314.37	83.651	SI (314.37/83.651 = 3.76 >= 1.0)	369.905	84.678	SI (369.905/84.678 = 4.37 >= 1.0)
3-11	314.15	83.271	SI (314.15/83.271 = 3.77 >= 1.0)	369.666	84.294	SI (369.666/84.294 = 4.39 >= 1.0)
3-12	314.014	83.672	SI (314.014/83.672 = 3.75 >= 1.0)	369.517	84.7	SI (369.517/84.7 = 4.36 >= 1.0)
3-13	314.068	84.241	SI (314.068/84.241 = 3.73 >= 1.0)	369.576	85.276	SI (369.576/85.276 = 4.33 >= 1.0)
3-14	313.931	84.642	SI (313.931/84.642 = 3.71 >= 1.0)	369.427	85.682	SI (369.427/85.682 = 4.31 >= 1.0)
3-15	313.712	84.262	SI (313.712/84.262 = 3.72 >= 1.0)	369.188	85.297	SI (369.188/85.297 = 4.33 >= 1.0)
3-16	313.575	84.663	SI (313.575/84.663 = 3.70 >= 1.0)	369.039	85.703	SI (369.039/85.703 = 4.31 >= 1.0)
4-1	286.687	26.381	SI (286.687/26.381 = 10.87 >= 1.0)	339.706	26.705	SI (339.706/26.705 = 12.72 >= 1.0)
4-2	286.555	26.084	SI (286.555/26.084 = 10.99 >= 1.0)	339.563	26.404	SI (339.563/26.404 = 12.86 >= 1.0)
4-3	299.721	24.151	SI (299.721/24.151 = 12.41 >= 1.0)	353.925	24.448	SI (353.925/24.448 = 14.48 >= 1.0)
4-4	299.589	24.448	SI (299.589/24.448 = 12.25 >= 1.0)	353.781	24.749	SI (353.781/24.749 = 14.29 >= 1.0)
4-5	286.232	25.045	SI (286.232/25.045 = 11.43 >= 1.0)	339.21	25.352	SI (339.21/25.352 = 13.38 >= 1.0)
4-6	286.1	24.748	SI (286.1/24.748 = 11.56 >= 1.0)	339.066	25.051	SI (339.066/25.051 = 13.53 >= 1.0)
4-7	299.266	25.487	SI (299.266/25.487 = 11.74 >= 1.0)	353.429	25.8	SI (353.429/25.8 = 13.70 >= 1.0)
4-8	299.134	25.784	SI (299.134/25.784 = 11.60 >= 1.0)	353.285	26.101	SI (353.285/26.101 = 13.54 >= 1.0)
4-9	285.5	26.311	SI (285.5/26.311 = 10.85 >= 1.0)	338.412	26.633	SI (338.412/26.633 = 12.71 >= 1.0)
4-10	285.369	26.014	SI (285.369/26.014 = 10.97 >= 1.0)	338.268	26.332	SI (338.268/26.332 = 12.85 >= 1.0)
4-11	298.534	24.221	SI (298.534/24.221 = 12.33 >= 1.0)	352.631	24.519	SI (352.631/24.519 = 14.38 >= 1.0)
4-12	298.403	24.518	SI (298.403/24.518 = 12.17 >= 1.0)	352.487	24.82	SI (352.487/24.82 = 14.20 >= 1.0)
4-13	285.045	24.975	SI (285.045/24.975 = 11.41 >= 1.0)	337.915	25.281	SI (337.915/25.281 = 13.37 >= 1.0)
4-14	284.914	24.678	SI (284.914/24.678 = 11.55 >= 1.0)	337.772	24.98	SI (337.772/24.98 = 13.52 >= 1.0)
4-15	298.079	25.557	SI (298.079/25.557 = 11.66 >= 1.0)	352.134	25.871	SI (352.134/25.871 = 13.61 >= 1.0)
4-16	297.948	25.854	SI (297.948/25.854 = 11.52 >= 1.0)	351.991	26.172	SI (351.991/26.172 = 13.45 >= 1.0)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di ***capacità portante***, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

	Cond. drenate		
Caso	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	270.638	1266.456	SI (1266.456/270.638 = 4.68 >= 1.0)
1-2	270.526	1254.714	SI (1254.714/270.526 = 4.64 >= 1.0)
1-3	270.344	1250.95	SI (1250.95/270.344 = 4.63 >= 1.0)
1-4	270.232	1271.098	SI (1271.098/270.232 = 4.70 >= 1.0)
1-5	270.276	1290.344	SI (1290.344/270.276 = 4.77 >= 1.0)
1-6	270.163	1278.431	SI (1278.431/270.163 = 4.73 >= 1.0)
1-7	269.982	1247.403	SI (1247.403/269.982 = 4.62 >= 1.0)
1-8	269.869	1267.58	SI (1267.58/269.869 = 4.70 >= 1.0)
1-9	306.545	1416.249	SI (1416.249/306.545 = 4.62 >= 1.0)
1-10	306.432	1395.73	SI (1395.73/306.432 = 4.55 >= 1.0)
1-11	306.251	1415.513	SI (1415.513/306.251 = 4.62 >= 1.0)
1-12	306.138	1426.466	SI (1426.466/306.138 = 4.66 >= 1.0)
1-13	306.182	1417.334	SI (1417.334/306.182 = 4.63 >= 1.0)
1-14	306.07	1396.824	SI (1396.824/306.07 = 4.56 >= 1.0)
1-15	305.888	1389.963	SI (1389.963/305.888 = 4.54 >= 1.0)
1-16	305.776	1400.765	SI (1400.765/305.776 = 4.58 >= 1.0)
2-1	283.554	1699.519	SI (1699.519/283.554 = 5.99 >= 1.0)
2-2	283.445	1708.721	SI (1708.721/283.445 = 6.03 >= 1.0)
2-3	294.326	1756.753	SI (1756.753/294.326 = 5.97 >= 1.0)
2-4	294.217	1758.501	SI (1758.501/294.217 = 5.98 >= 1.0)
2-5	283.178	1639.797	SI (1639.797/283.178 = 5.79 >= 1.0)
2-6	283.069	1648.75	SI (1648.75/283.069 = 5.82 >= 1.0)
2-7	293.949	1665.889	SI (1665.889/293.949 = 5.67 >= 1.0)
2-8	293.841	1667.601	SI (1667.601/293.841 = 5.68 >= 1.0)
2-9	282.573	1618.765	SI (1618.765/282.573 = 5.73 >= 1.0)
2-10	282.464	1616.314	SI (1616.314/282.464 = 5.72 >= 1.0)
2-11	293.345	1681.24	SI (1681.24/293.345 = 5.73 >= 1.0)

2-12	293.236	1671.779	SI (1671.779/293.236 = 5.70 >= 1.0)
2-13	282.197	1708.9	SI (1708.9/282.197 = 6.06 >= 1.0)
2-14	282.088	1706.445	SI (1706.445/282.088 = 6.05 >= 1.0)
2-15	292.969	1737.807	SI (1737.807/292.969 = 5.93 >= 1.0)
2-16	292.86	1728.123	SI (1728.123/292.86 = 5.90 >= 1.0)
3-1	268.882	1151.291	SI (1151.291/268.882 = 4.28 >= 1.0)
3-2	268.757	1139.534	SI (1139.534/268.757 = 4.24 >= 1.0)
3-3	268.558	1135.944	SI (1135.944/268.558 = 4.23 >= 1.0)
3-4	268.434	1156.314	SI (1156.314/268.434 = 4.31 >= 1.0)
3-5	268.483	1175.515	SI (1175.515/268.483 = 4.38 >= 1.0)
3-6	268.359	1163.564	SI (1163.564/268.359 = 4.34 >= 1.0)
3-7	268.159	1132.494	SI (1132.494/268.159 = 4.22 >= 1.0)
3-8	268.035	1152.9	SI (1152.9/268.035 = 4.30 >= 1.0)
3-9	308.379	1320.168	SI (1320.168/308.379 = 4.28 >= 1.0)
3-10	308.254	1299.107	SI (1299.107/308.254 = 4.21 >= 1.0)
3-11	308.055	1319.717	SI (1319.717/308.055 = 4.28 >= 1.0)
3-12	307.931	1330.755	SI (1330.755/307.931 = 4.32 >= 1.0)
3-13	307.98	1320.897	SI (1320.897/307.98 = 4.29 >= 1.0)
3-14	307.856	1299.851	SI (1299.851/307.856 = 4.22 >= 1.0)
3-15	307.656	1293.293	SI (1293.293/307.656 = 4.20 >= 1.0)
3-16	307.532	1304.161	SI (1304.161/307.532 = 4.24 >= 1.0)
4-1	283.088	1611.681	SI (1611.681/283.088 = 5.69 >= 1.0)
4-2	282.969	1621.356	SI (1621.356/282.969 = 5.73 >= 1.0)
4-3	294.937	1674.697	SI (1674.697/294.937 = 5.68 >= 1.0)
4-4	294.818	1676.544	SI (1676.544/294.818 = 5.69 >= 1.0)
4-5	282.675	1548.288	SI (1548.288/282.675 = 5.48 >= 1.0)
4-6	282.555	1557.67	SI (1557.67/282.555 = 5.51 >= 1.0)
4-7	294.524	1578.709	SI (1578.709/294.524 = 5.36 >= 1.0)
4-8	294.404	1580.513	SI (1580.513/294.404 = 5.37 >= 1.0)
4-9	282.01	1526.658	SI (1526.658/282.01 = 5.41 >= 1.0)
4-10	281.89	1523.998	SI (1523.998/281.89 = 5.41 >= 1.0)
4-11	293.859	1595.197	SI (1595.197/293.859 = 5.43 >= 1.0)
4-12	293.739	1585.208	SI (1585.208/293.739 = 5.40 >= 1.0)
4-13	281.596	1621.669	SI (1621.669/281.596 = 5.76 >= 1.0)
4-14	281.477	1619.003	SI (1619.003/281.477 = 5.75 >= 1.0)
4-15	293.445	1655.005	SI (1655.005/293.445 = 5.64 >= 1.0)
4-16	293.326	1644.754	SI (1644.754/293.326 = 5.61 >= 1.0)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di ***resistenza a scorrimento***, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

	Cond. drenate		
Caso	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
1-1	13.664	160.764	SI (160.764/13.664 = 11.77 >= 1.0)
1-2	14.622	160.179	SI (160.179/14.622 = 10.95 >= 1.0)
1-3	14.616	160.143	SI (160.143/14.616 = 10.96 >= 1.0)
1-4	13.599	160.594	SI (160.594/13.599 = 11.81 >= 1.0)
1-5	12.766	160.912	SI (160.912/12.766 = 12.61 >= 1.0)
1-6	13.673	160.452	SI (160.452/13.673 = 11.73 >= 1.0)
1-7	15.455	159.394	SI (159.394/15.455 = 10.31 >= 1.0)
1-8	14.389	159.938	SI (159.938/14.389 = 11.12 >= 1.0)
1-9	14.053	175.192	SI (175.192/14.053 = 12.47 >= 1.0)
1-10	15.107	174.569	SI (174.569/15.107 = 11.56 >= 1.0)
1-11	13.935	175.139	SI (175.139/13.935 = 12.57 >= 1.0)
1-12	13.004	175.573	SI (175.573/13.004 = 13.50 >= 1.0)
1-13	13.278	175.515	SI (175.515/13.278 = 13.22 >= 1.0)
1-14	14.28	175.003	SI (175.003/14.28 = 12.26 >= 1.0)

1-15	14.899	174.539	SI (174.539/14.899 = 11.72 >= 1.0)
1-16	13.92	175.075	SI (175.075/13.92 = 12.58 >= 1.0)
2-1	32.644	151.01	SI (151.01/32.644 = 4.63 >= 1.0)
2-2	32.292	150.963	SI (150.963/32.292 = 4.67 >= 1.0)
2-3	32.84	155.155	SI (155.155/32.84 = 4.72 >= 1.0)
2-4	32.493	155.18	SI (155.18/32.493 = 4.78 >= 1.0)
2-5	37.062	150.317	SI (150.317/37.062 = 4.06 >= 1.0)
2-6	36.709	150.265	SI (150.265/36.709 = 4.09 >= 1.0)
2-7	37.283	154.788	SI (154.788/37.283 = 4.15 >= 1.0)
2-8	36.936	154.803	SI (154.803/36.936 = 4.19 >= 1.0)
2-9	37.34	150.181	SI (150.181/37.34 = 4.02 >= 1.0)
2-10	37.687	150.076	SI (150.076/37.687 = 3.98 >= 1.0)
2-11	37.106	154.418	SI (154.418/37.106 = 4.16 >= 1.0)
2-12	37.459	154.381	SI (154.381/37.459 = 4.12 >= 1.0)
2-13	32.897	150.247	SI (150.247/32.897 = 4.57 >= 1.0)
2-14	33.244	150.133	SI (150.133/33.244 = 4.52 >= 1.0)
2-15	32.687	154.79	SI (154.79/32.687 = 4.74 >= 1.0)
2-16	33.04	154.749	SI (154.749/33.04 = 4.68 >= 1.0)
3-1	15.043	160.033	SI (160.033/15.043 = 10.64 >= 1.0)
3-2	16.098	159.441	SI (159.441/16.098 = 9.90 >= 1.0)
3-3	16.06	159.414	SI (159.414/16.06 = 9.93 >= 1.0)
3-4	14.943	159.859	SI (159.859/14.943 = 10.70 >= 1.0)
3-5	14.054	160.169	SI (160.169/14.054 = 11.40 >= 1.0)
3-6	15.053	159.701	SI (159.701/15.053 = 10.61 >= 1.0)
3-7	16.983	158.651	SI (158.651/16.983 = 9.34 >= 1.0)
3-8	15.811	159.19	SI (159.19/15.811 = 10.07 >= 1.0)
3-9	15.475	175.941	SI (175.941/15.475 = 11.37 >= 1.0)
3-10	16.635	175.312	SI (175.312/16.635 = 10.54 >= 1.0)
3-11	15.315	175.891	SI (175.891/15.315 = 11.48 >= 1.0)
3-12	14.293	176.317	SI (176.317/14.293 = 12.34 >= 1.0)
3-13	14.621	176.251	SI (176.251/14.621 = 12.05 >= 1.0)
3-14	15.724	175.732	SI (175.732/15.724 = 11.18 >= 1.0)
3-15	16.374	175.277	SI (175.277/16.374 = 10.70 >= 1.0)
3-16	15.3	175.807	SI (175.807/15.3 = 11.49 >= 1.0)
4-1	35.929	150.814	SI (150.814/35.929 = 4.20 >= 1.0)
4-2	35.541	150.762	SI (150.762/35.541 = 4.24 >= 1.0)
4-3	36.144	155.408	SI (155.408/36.144 = 4.30 >= 1.0)
4-4	35.763	155.428	SI (155.428/35.763 = 4.35 >= 1.0)
4-5	40.788	150.106	SI (150.106/40.788 = 3.68 >= 1.0)
4-6	40.4	150.049	SI (150.049/40.4 = 3.71 >= 1.0)
4-7	41.032	155.025	SI (155.025/41.032 = 3.78 >= 1.0)
4-8	40.65	155.036	SI (155.036/40.65 = 3.81 >= 1.0)
4-9	41.053	149.948	SI (149.948/41.053 = 3.65 >= 1.0)
4-10	41.436	149.839	SI (149.839/41.436 = 3.62 >= 1.0)
4-11	40.797	154.633	SI (154.633/40.797 = 3.79 >= 1.0)
4-12	41.185	154.592	SI (154.592/41.185 = 3.75 >= 1.0)
4-13	36.167	149.999	SI (149.999/36.167 = 4.15 >= 1.0)
4-14	36.548	149.88	SI (149.88/36.548 = 4.10 >= 1.0)
4-15	35.936	154.991	SI (154.991/35.936 = 4.31 >= 1.0)
4-16	36.324	154.945	SI (154.945/36.324 = 4.27 >= 1.0)

10.8.7.2 Descrizione del metodo di calcolo.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno. A favore di sicurezza, si pone uguale a zero il valore del sovraccarico laterale (carichi e infossamento).

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante Nq (Prandtl, 1921), Nc (Reissner, 1924), N_γ (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s, Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento (d, Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico (i, Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa (b, Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna (g, Vesic, 1973).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

10.8.7.3 Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata.

Caso	Hx [kN]	Hy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
1-1	9.5059	9.8153	-270.6385	-1.6962	78.4198
1-2	9.4612	11.1489	-270.5256	-1.9105	78.051
1-3	9.502	-11.1055	-270.3443	1.5824	78.4002
1-4	9.4573	-9.7719	-270.2315	1.3681	78.0315
1-5	9.3929	8.6449	-270.2761	-1.68	77.5076
1-6	9.3482	9.9784	-270.1633	-1.8943	77.1388
1-7	9.389	-12.2759	-269.982	1.5985	77.4881
1-8	9.3443	-10.9424	-269.8691	1.3843	77.1193
1-9	-9.2938	10.5411	-306.5449	-1.3814	-76.5872
1-10	-9.3384	11.8747	-306.432	-1.5956	-76.956
1-11	-9.2977	-10.3797	-306.2507	1.8972	-76.6067
1-12	-9.3423	-9.0461	-306.1379	1.6829	-76.9755
1-13	-9.4068	9.3707	-306.1825	-1.3652	-77.4994
1-14	-9.4514	10.7043	-306.0697	-1.5795	-77.8682
1-15	-9.4107	-11.5501	-305.8884	1.9133	-77.5189
1-16	-9.4553	-10.2165	-305.7755	1.6991	-77.8877
2-1	2.9431	32.5115	-283.5537	-5.1554	24.301
2-2	2.9092	32.1604	-283.445	-5.1505	24.0274
2-3	-2.6968	32.7292	-294.3256	-5.0609	-22.2011
2-4	-2.7307	32.3781	-294.2169	-5.0561	-22.4747
2-5	2.7942	36.9567	-283.1776	-5.8696	23.0719

2-6	2.7603	36.6055	-283.0689	-5.8647	22.7982
2-7	-2.8457	37.1744	-293.9495	-5.7751	-23.4302
2-8	-2.8796	36.8233	-293.8408	-5.7703	-23.7039
2-9	2.9301	-37.2245	-282.5732	5.7732	24.236
2-10	2.8962	-37.5756	-282.4645	5.778	23.9623
2-11	-2.7098	-37.0068	-293.3451	5.8676	-22.2661
2-12	-2.7437	-37.3579	-293.2364	5.8725	-22.5398
2-13	2.7813	-32.7793	-282.1971	5.059	23.0068
2-14	2.7474	-33.1305	-282.0884	5.0638	22.7331
2-15	-2.8586	-32.5616	-292.969	5.1534	-23.4953
2-16	-2.8925	-32.9127	-292.8603	5.1582	-23.769
3-1	10.4539	10.8169	-268.8816	-1.8659	86.2351
3-2	10.4048	12.2838	-268.7575	-2.1016	85.8295
3-3	10.4497	-12.196	-268.558	1.7405	86.2137
3-4	10.4005	-10.7291	-268.4339	1.5048	85.808
3-5	10.3296	9.5294	-268.483	-1.8482	85.2317
3-6	10.2805	10.9963	-268.3589	-2.0839	84.8261
3-7	10.3254	-13.4834	-268.1595	1.7582	85.2103
3-8	10.2762	-12.0165	-268.0353	1.5225	84.8046
3-9	-10.2257	11.6153	-308.3787	-1.5197	-84.2725
3-10	-10.2748	13.0822	-308.2545	-1.7553	-84.6782
3-11	-10.23	-11.3976	-308.0551	2.0868	-84.294
3-12	-10.2791	-9.9307	-307.931	1.8511	-84.6996
3-13	-10.35	10.3278	-307.9801	-1.5019	-85.276
3-14	-10.3991	11.7947	-307.856	-1.7376	-85.6816
3-15	-10.3543	-12.685	-307.6565	2.1045	-85.2974
3-16	-10.4034	-11.2181	-307.5324	1.8688	-85.7031
4-1	3.2349	35.7827	-283.0884	-5.671	26.7045
4-2	3.1976	35.3965	-282.9688	-5.6657	26.4035
4-3	-2.969	36.0222	-294.9375	-5.5671	-24.4478
4-4	-3.0063	35.636	-294.8179	-5.5618	-24.7488
4-5	3.0711	40.6724	-282.6747	-6.4567	25.3524
4-6	3.0338	40.2862	-282.5551	-6.4514	25.0514
4-7	-3.1328	40.9119	-294.5238	-6.3528	-25.7999
4-8	-3.1701	40.5257	-294.4042	-6.3475	-26.1009
4-9	3.2206	-40.9269	-282.0098	6.3504	26.633
4-10	3.1833	-41.3131	-281.8902	6.3557	26.3319
4-11	-2.9833	-40.6874	-293.8589	6.4542	-24.5193
4-12	-3.0206	-41.0736	-293.7393	6.4596	-24.8204
4-13	3.0569	-36.0372	-281.5961	5.5647	25.2809
4-14	3.0196	-36.4234	-281.4765	5.57	24.9798
4-15	-3.147	-35.7977	-293.4452	5.6686	-25.8714
4-16	-3.1843	-36.1839	-293.3256	5.6739	-26.1725

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 32.1 [cm]) e lungo Y (max = 2.28 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	28.98	0.63	asse X	asse Y
1-2	28.85	0.71	asse X	asse Y
1-3	29	0.59	asse X	asse Y
1-4	28.88	0.51	asse X	asse Y
1-5	28.68	0.62	asse X	asse Y
1-6	28.55	0.7	asse X	asse Y
1-7	28.7	0.59	asse X	asse Y
1-8	28.58	0.51	asse X	asse Y
1-9	24.98	0.45	asse X	asse Y

1-10	25.11	0.52	asse X	asse Y
1-11	25.01	0.62	asse X	asse Y
1-12	25.14	0.55	asse X	asse Y
1-13	25.31	0.45	asse X	asse Y
1-14	25.44	0.52	asse X	asse Y
1-15	25.34	0.63	asse X	asse Y
1-16	25.47	0.56	asse X	asse Y
2-1	8.57	1.82	asse X	asse Y
2-2	8.48	1.82	asse X	asse Y
2-3	7.54	1.72	asse X	asse Y
2-4	7.64	1.72	asse X	asse Y
2-5	8.15	2.07	asse X	asse Y
2-6	8.05	2.07	asse X	asse Y
2-7	7.97	1.96	asse X	asse Y
2-8	8.07	1.96	asse X	asse Y
2-9	8.58	2.04	asse X	asse Y
2-10	8.48	2.05	asse X	asse Y
2-11	7.59	2	asse X	asse Y
2-12	7.69	2	asse X	asse Y
2-13	8.15	1.79	asse X	asse Y
2-14	8.06	1.8	asse X	asse Y
2-15	8.02	1.76	asse X	asse Y
2-16	8.12	1.76	asse X	asse Y
3-1	32.07	0.69	asse X	asse Y
3-2	31.94	0.78	asse X	asse Y
3-3	32.1	0.65	asse X	asse Y
3-4	31.97	0.56	asse X	asse Y
3-5	31.75	0.69	asse X	asse Y
3-6	31.61	0.78	asse X	asse Y
3-7	31.78	0.66	asse X	asse Y
3-8	31.64	0.57	asse X	asse Y
3-9	27.33	0.49	asse X	asse Y
3-10	27.47	0.57	asse X	asse Y
3-11	27.36	0.68	asse X	asse Y
3-12	27.51	0.6	asse X	asse Y
3-13	27.69	0.49	asse X	asse Y
3-14	27.83	0.56	asse X	asse Y
3-15	27.72	0.68	asse X	asse Y
3-16	27.87	0.61	asse X	asse Y
4-1	9.43	2	asse X	asse Y
4-2	9.33	2	asse X	asse Y
4-3	8.29	1.89	asse X	asse Y
4-4	8.39	1.89	asse X	asse Y
4-5	8.97	2.28	asse X	asse Y
4-6	8.87	2.28	asse X	asse Y
4-7	8.76	2.16	asse X	asse Y
4-8	8.87	2.16	asse X	asse Y
4-9	9.44	2.25	asse X	asse Y
4-10	9.34	2.25	asse X	asse Y
4-11	8.34	2.2	asse X	asse Y
4-12	8.45	2.2	asse X	asse Y
4-13	8.98	1.98	asse X	asse Y
4-14	8.87	1.98	asse X	asse Y
4-15	8.82	1.93	asse X	asse Y
4-16	8.92	1.93	asse X	asse Y

10.8.7.4 Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	γ_φ	γ_γ	φ [°]	γ' [kN/m^3]	N_γ	s_γ	d_γ	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	b_γ	g_γ	$q'_{lim,\gamma}$ [N/mm^2]
1-1	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.92	1.00	1.00	0.536
1-2	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.90	1.00	1.00	0.53
1-3	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.91	1.00	1.00	0.529
1-4	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.92	1.00	1.00	0.537
1-5	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.93	1.00	1.00	0.544
1-6	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.91	1.00	1.00	0.538
1-7	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.90	1.00	1.00	0.526
1-8	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.91	1.00	1.00	0.533
1-9	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.92	1.00	1.00	0.573
1-10	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.91	1.00	1.00	0.566
1-11	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.92	1.00	1.00	0.574
1-12	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.93	1.00	1.00	0.579
1-13	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.93	1.00	1.00	0.575
1-14	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.92	1.00	1.00	0.568
1-15	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.91	1.00	1.00	0.565
1-16	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.92	1.00	1.00	0.57
2-1	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.74	1.00	1.00	0.592
2-2	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.75	1.00	1.00	0.595
2-3	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.98	0.75	1.00	1.00	0.606
2-4	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.98	0.75	1.00	1.00	0.607
2-5	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.71	1.00	1.00	0.57
2-6	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.98	0.71	1.00	1.00	0.572
2-7	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.98	0.72	1.00	1.00	0.578
2-8	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.98	0.72	1.00	1.00	0.579
2-9	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.71	1.00	1.00	0.565
2-10	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.71	1.00	1.00	0.563
2-11	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.98	0.72	1.00	1.00	0.581
2-12	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.98	0.72	1.00	1.00	0.578
2-13	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.74	1.00	1.00	0.593
2-14	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.98	0.74	1.00	1.00	0.591
2-15	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.98	0.75	1.00	1.00	0.602
2-16	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.75	1.00	1.00	0.599
3-1	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.90	0.91	1.00	1.00	0.504
3-2	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.90	0.90	1.00	1.00	0.499
3-3	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.90	0.90	1.00	1.00	0.498
3-4	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.90	0.91	1.00	1.00	0.505
3-5	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.90	0.92	1.00	1.00	0.513
3-6	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.90	0.91	1.00	1.00	0.507
3-7	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.90	0.88	1.00	1.00	0.494
3-8	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.90	0.90	1.00	1.00	0.502
3-9	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.91	1.00	1.00	0.548
3-10	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.90	1.00	1.00	0.54
3-11	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.92	0.91	1.00	1.00	0.549
3-12	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.91	0.92	1.00	1.00	0.554
3-13	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.91	0.92	1.00	1.00	0.55
3-14	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.91	1.00	1.00	0.543
3-15	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.21	1.00	0.91	0.90	1.00	1.00	0.54

3-16	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.20	1.00	0.91	0.92	1.00	1.00	0.545
4-1	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.72	1.00	1.00	0.566
4-2	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.72	1.00	1.00	0.569
4-3	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.73	1.00	1.00	0.582
4-4	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.73	1.00	1.00	0.583
4-5	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.69	1.00	1.00	0.543
4-6	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.69	1.00	1.00	0.546
4-7	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.70	1.00	1.00	0.552
4-8	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.70	1.00	1.00	0.553
4-9	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.68	1.00	1.00	0.537
4-10	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.68	1.00	1.00	0.536
4-11	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.70	1.00	1.00	0.556
4-12	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.69	1.00	1.00	0.553
4-13	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.72	1.00	1.00	0.567
4-14	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.71	1.00	1.00	0.566
4-15	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.73	1.00	1.00	0.578
4-16	1.00	1.00	32.5	18	32.60	1.25	1.00	0.97	0.73	1.00	1.00	0.575

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R;v}$	q'_{lim} [N/mm^2]	A [cm^2]	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	2.30	0.233	54386.31	1266.456	270.638	SI (1266.456/270.638 = 4.68 >= 1.0)
1-2	2.30	0.231	54431.55	1254.714	270.526	SI (1254.714/270.526 = 4.64 >= 1.0)
1-3	2.30	0.23	54386.85	1250.95	270.344	SI (1250.95/270.344 = 4.63 >= 1.0)
1-4	2.30	0.233	54489.99	1271.098	270.232	SI (1271.098/270.232 = 4.70 >= 1.0)
1-5	2.30	0.236	54566.62	1290.344	270.276	SI (1290.344/270.276 = 4.77 >= 1.0)
1-6	2.30	0.234	54611.92	1278.431	270.163	SI (1278.431/270.163 = 4.73 >= 1.0)
1-7	2.30	0.229	54563.06	1247.403	269.982	SI (1247.403/269.982 = 4.62 >= 1.0)
1-8	2.30	0.232	54666.49	1267.58	269.869	SI (1267.58/269.869 = 4.70 >= 1.0)
1-9	2.30	0.249	56838.33	1416.249	306.545	SI (1416.249/306.545 = 4.62 >= 1.0)
1-10	2.30	0.246	56734.23	1395.73	306.432	SI (1395.73/306.432 = 4.55 >= 1.0)
1-11	2.30	0.249	56756	1415.513	306.251	SI (1415.513/306.251 = 4.62 >= 1.0)
1-12	2.30	0.252	56704.99	1426.466	306.138	SI (1426.466/306.138 = 4.66 >= 1.0)
1-13	2.30	0.25	56644.21	1417.334	306.182	SI (1417.334/306.182 = 4.63 >= 1.0)
1-14	2.30	0.247	56540.02	1396.824	306.07	SI (1396.824/306.07 = 4.56 >= 1.0)
1-15	2.30	0.246	56557.83	1389.963	305.888	SI (1389.963/305.888 = 4.54 >= 1.0)
1-16	2.30	0.248	56506.59	1400.765	305.776	SI (1400.765/305.776 = 4.58 >= 1.0)
2-1	2.30	0.257	66047.52	1699.519	283.554	SI (1699.519/283.554 = 5.99 >= 1.0)
2-2	2.30	0.258	66103.25	1708.721	283.445	SI (1708.721/283.445 = 6.03 >= 1.0)
2-3	2.30	0.263	66700.71	1756.753	294.326	SI (1756.753/294.326 = 5.97 >= 1.0)
2-4	2.30	0.264	66644.34	1758.501	294.217	SI (1758.501/294.217 = 5.98 >= 1.0)
2-5	2.30	0.248	66184.13	1639.797	283.178	SI (1639.797/283.178 = 5.79 >= 1.0)
2-6	2.30	0.249	66239.9	1648.75	283.069	SI (1648.75/283.069 = 5.82 >= 1.0)
2-7	2.30	0.251	66337.1	1665.889	293.949	SI (1665.889/293.949 = 5.67 >= 1.0)
2-8	2.30	0.252	66280.62	1667.601	293.841	SI (1667.601/293.841 = 5.68 >= 1.0)
2-9	2.30	0.245	65943.29	1618.765	282.573	SI (1618.765/282.573 = 5.73 >= 1.0)
2-10	2.30	0.245	65997.56	1616.314	282.464	SI (1616.314/282.464 = 5.72 >= 1.0)
2-11	2.30	0.253	66546.36	1681.24	293.345	SI (1681.24/293.345 = 5.73 >= 1.0)
2-12	2.30	0.251	66488.37	1671.779	293.236	SI (1671.779/293.236 = 5.70 >= 1.0)
2-13	2.30	0.258	66306.32	1708.9	282.197	SI (1708.9/282.197 = 6.06 >= 1.0)
2-14	2.30	0.257	66360.89	1706.445	282.088	SI (1706.445/282.088 = 6.05 >= 1.0)
2-15	2.30	0.262	66400.26	1737.807	292.969	SI (1737.807/292.969 = 5.93 >= 1.0)
2-16	2.30	0.26	66342.06	1728.123	292.86	SI (1728.123/292.86 = 5.90 >= 1.0)
3-1	2.30	0.219	52512.85	1151.291	268.882	SI (1151.291/268.882 = 4.28 >= 1.0)
3-2	2.30	0.217	52563.14	1139.534	268.757	SI (1139.534/268.757 = 4.24 >= 1.0)
3-3	2.30	0.216	52510.68	1135.944	268.558	SI (1135.944/268.558 = 4.23 >= 1.0)
3-4	2.30	0.22	52622.9	1156.314	268.434	SI (1156.314/268.434 = 4.31 >= 1.0)
3-5	2.30	0.223	52709.59	1175.515	268.483	SI (1175.515/268.483 = 4.38 >= 1.0)

3-6	2.30	0.221	52759.93	1163.564	268.359	SI (1163.564/268.359 = 4.34 >= 1.0)
3-7	2.30	0.215	52703.04	1132.494	268.159	SI (1132.494/268.159 = 4.22 >= 1.0)
3-8	2.30	0.218	52815.62	1152.9	268.035	SI (1152.9/268.035 = 4.30 >= 1.0)
3-9	2.30	0.238	55420.76	1320.168	308.379	SI (1320.168/308.379 = 4.28 >= 1.0)
3-10	2.30	0.235	55307.11	1299.107	308.254	SI (1299.107/308.254 = 4.21 >= 1.0)
3-11	2.30	0.239	55331.02	1319.717	308.055	SI (1319.717/308.055 = 4.28 >= 1.0)
3-12	2.30	0.241	55273.97	1330.755	307.931	SI (1330.755/307.931 = 4.32 >= 1.0)
3-13	2.30	0.239	55206.66	1320.897	307.98	SI (1320.897/307.98 = 4.29 >= 1.0)
3-14	2.30	0.236	55092.89	1299.851	307.856	SI (1299.851/307.856 = 4.22 >= 1.0)
3-15	2.30	0.235	55112.58	1293.293	307.656	SI (1293.293/307.656 = 4.20 >= 1.0)
3-16	2.30	0.237	55055.26	1304.161	307.532	SI (1304.161/307.532 = 4.24 >= 1.0)
4-1	2.30	0.246	65454.04	1611.681	283.088	SI (1611.681/283.088 = 5.69 >= 1.0)
4-2	2.30	0.247	65515.12	1621.356	282.969	SI (1621.356/282.969 = 5.73 >= 1.0)
4-3	2.30	0.253	66183.07	1674.697	294.937	SI (1674.697/294.937 = 5.68 >= 1.0)
4-4	2.30	0.254	66121.05	1676.544	294.818	SI (1676.544/294.818 = 5.69 >= 1.0)
4-5	2.30	0.236	65604.29	1548.288	282.675	SI (1548.288/282.675 = 5.48 >= 1.0)
4-6	2.30	0.237	65665.41	1557.67	282.555	SI (1557.67/282.555 = 5.51 >= 1.0)
4-7	2.30	0.24	65784.32	1578.709	294.524	SI (1578.709/294.524 = 5.36 >= 1.0)
4-8	2.30	0.24	65722.16	1580.513	294.404	SI (1580.513/294.404 = 5.37 >= 1.0)
4-9	2.30	0.234	65337.8	1526.658	282.01	SI (1526.658/282.01 = 5.41 >= 1.0)
4-10	2.30	0.233	65397.28	1523.998	281.89	SI (1523.998/281.89 = 5.41 >= 1.0)
4-11	2.30	0.242	66012.69	1595.197	293.859	SI (1595.197/293.859 = 5.43 >= 1.0)
4-12	2.30	0.24	65948.89	1585.208	293.739	SI (1585.208/293.739 = 5.40 >= 1.0)
4-13	2.30	0.247	65735.8	1621.669	281.596	SI (1621.669/281.596 = 5.76 >= 1.0)
4-14	2.30	0.246	65795.65	1619.003	281.477	SI (1619.003/281.477 = 5.75 >= 1.0)
4-15	2.30	0.251	65851.02	1655.005	293.445	SI (1655.005/293.445 = 5.64 >= 1.0)
4-16	2.30	0.25	65786.95	1644.754	293.326	SI (1644.754/293.326 = 5.61 >= 1.0)

10.8.7.5 Scorrimento

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, della coesione efficace, dell'attrito e dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{φ}	$\gamma_{c'}$	φ [°]	c' [N/mm^2]	δ [°]	a [N/mm^2]	$\gamma_{R;h}$	$\gamma_{R;e}$	R_h [kN]	R_e [kN]
1-1	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	111.477	49.287
1-2	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	111.4305	48.7482
1-3	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	111.3558	48.7875
1-4	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	111.3094	49.2848
1-5	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	111.3277	49.5841
1-6	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	111.2813	49.171
1-7	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	111.2066	48.1875
1-8	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	111.1601	48.7783
1-9	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.267	48.9249
1-10	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.2205	48.3485
1-11	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.1458	48.9933
1-12	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.0993	49.4732
1-13	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.1177	49.3973
1-14	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.0713	48.9313
1-15	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	125.9966	48.5421
1-16	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	125.9501	49.1251
2-1	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.7968	34.2131
2-2	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.7521	34.2107
2-3	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	121.2338	33.9209
2-4	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	121.189	33.9909
2-5	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.6419	33.6747
2-6	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.5971	33.6674

2-7	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	121.0789	33.709
2-8	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	121.0341	33.7689
2-9	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.393	33.7876
2-10	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.3482	33.7281
2-11	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	120.8299	33.5879
2-12	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	120.7852	33.5959
2-13	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.238	34.0093
2-14	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.1933	33.94
2-15	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	120.675	34.115
2-16	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	120.6303	34.1184
3-1	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	110.7533	49.2801
3-2	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	110.7022	48.7391
3-3	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	110.62	48.7941
3-4	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	110.5689	49.2901
3-5	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	110.5891	49.5797
3-6	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	110.538	49.1633
3-7	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	110.4559	48.1949
3-8	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	110.4047	48.7851
3-9	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	127.0223	48.9183
3-10	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.9712	48.3412
3-11	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.889	49.0018
3-12	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.8379	49.4789
3-13	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.8582	49.3924
3-14	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.807	48.9249
3-15	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.7249	48.5517
3-16	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	126.6737	49.1328
4-1	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.6052	34.2087
4-2	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.5559	34.2063
4-3	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	121.4859	33.9217
4-4	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	121.4366	33.9917
4-5	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.4348	33.6711
4-6	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.3855	33.6638
4-7	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	121.3155	33.7099
4-8	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	121.2662	33.7698
4-9	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.1609	33.7868
4-10	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	116.1116	33.7273
4-11	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	121.0416	33.5915
4-12	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	120.9923	33.5995
4-13	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	115.9905	34.0085
4-14	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	115.9412	33.9391
4-15	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	120.8712	34.1194
4-16	1.00	1.00	32.5	0	24.4	0	1.10	1.40	120.8219	34.1227

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [kN]	E_d [kN]	Verifica
1-1	160.764	13.664	SI (160.764/13.664 = 11.77 >= 1.0)
1-2	160.179	14.622	SI (160.179/14.622 = 10.95 >= 1.0)
1-3	160.143	14.616	SI (160.143/14.616 = 10.96 >= 1.0)
1-4	160.594	13.599	SI (160.594/13.599 = 11.81 >= 1.0)
1-5	160.912	12.766	SI (160.912/12.766 = 12.61 >= 1.0)
1-6	160.452	13.673	SI (160.452/13.673 = 11.73 >= 1.0)
1-7	159.394	15.455	SI (159.394/15.455 = 10.31 >= 1.0)
1-8	159.938	14.389	SI (159.938/14.389 = 11.12 >= 1.0)
1-9	175.192	14.053	SI (175.192/14.053 = 12.47 >= 1.0)
1-10	174.569	15.107	SI (174.569/15.107 = 11.56 >= 1.0)
1-11	175.139	13.935	SI (175.139/13.935 = 12.57 >= 1.0)
1-12	175.573	13.004	SI (175.573/13.004 = 13.50 >= 1.0)

1-13	175.515	13.278	SI (175.515/13.278 = 13.22 >= 1.0)
1-14	175.003	14.28	SI (175.003/14.28 = 12.26 >= 1.0)
1-15	174.539	14.899	SI (174.539/14.899 = 11.72 >= 1.0)
1-16	175.075	13.92	SI (175.075/13.92 = 12.58 >= 1.0)
2-1	151.01	32.644	SI (151.01/32.644 = 4.63 >= 1.0)
2-2	150.963	32.292	SI (150.963/32.292 = 4.67 >= 1.0)
2-3	155.155	32.84	SI (155.155/32.84 = 4.72 >= 1.0)
2-4	155.18	32.493	SI (155.18/32.493 = 4.78 >= 1.0)
2-5	150.317	37.062	SI (150.317/37.062 = 4.06 >= 1.0)
2-6	150.265	36.709	SI (150.265/36.709 = 4.09 >= 1.0)
2-7	154.788	37.283	SI (154.788/37.283 = 4.15 >= 1.0)
2-8	154.803	36.936	SI (154.803/36.936 = 4.19 >= 1.0)
2-9	150.181	37.34	SI (150.181/37.34 = 4.02 >= 1.0)
2-10	150.076	37.687	SI (150.076/37.687 = 3.98 >= 1.0)
2-11	154.418	37.106	SI (154.418/37.106 = 4.16 >= 1.0)
2-12	154.381	37.459	SI (154.381/37.459 = 4.12 >= 1.0)
2-13	150.247	32.897	SI (150.247/32.897 = 4.57 >= 1.0)
2-14	150.133	33.244	SI (150.133/33.244 = 4.52 >= 1.0)
2-15	154.79	32.687	SI (154.79/32.687 = 4.74 >= 1.0)
2-16	154.749	33.04	SI (154.749/33.04 = 4.68 >= 1.0)
3-1	160.033	15.043	SI (160.033/15.043 = 10.64 >= 1.0)
3-2	159.441	16.098	SI (159.441/16.098 = 9.90 >= 1.0)
3-3	159.414	16.06	SI (159.414/16.06 = 9.93 >= 1.0)
3-4	159.859	14.943	SI (159.859/14.943 = 10.70 >= 1.0)
3-5	160.169	14.054	SI (160.169/14.054 = 11.40 >= 1.0)
3-6	159.701	15.053	SI (159.701/15.053 = 10.61 >= 1.0)
3-7	158.651	16.983	SI (158.651/16.983 = 9.34 >= 1.0)
3-8	159.19	15.811	SI (159.19/15.811 = 10.07 >= 1.0)
3-9	175.941	15.475	SI (175.941/15.475 = 11.37 >= 1.0)
3-10	175.312	16.635	SI (175.312/16.635 = 10.54 >= 1.0)
3-11	175.891	15.315	SI (175.891/15.315 = 11.48 >= 1.0)
3-12	176.317	14.293	SI (176.317/14.293 = 12.34 >= 1.0)
3-13	176.251	14.621	SI (176.251/14.621 = 12.05 >= 1.0)
3-14	175.732	15.724	SI (175.732/15.724 = 11.18 >= 1.0)
3-15	175.277	16.374	SI (175.277/16.374 = 10.70 >= 1.0)
3-16	175.807	15.3	SI (175.807/15.3 = 11.49 >= 1.0)
4-1	150.814	35.929	SI (150.814/35.929 = 4.20 >= 1.0)
4-2	150.762	35.541	SI (150.762/35.541 = 4.24 >= 1.0)
4-3	155.408	36.144	SI (155.408/36.144 = 4.30 >= 1.0)
4-4	155.428	35.763	SI (155.428/35.763 = 4.35 >= 1.0)
4-5	150.106	40.788	SI (150.106/40.788 = 3.68 >= 1.0)
4-6	150.049	40.4	SI (150.049/40.4 = 3.71 >= 1.0)
4-7	155.025	41.032	SI (155.025/41.032 = 3.78 >= 1.0)
4-8	155.036	40.65	SI (155.036/40.65 = 3.81 >= 1.0)
4-9	149.948	41.053	SI (149.948/41.053 = 3.65 >= 1.0)
4-10	149.839	41.436	SI (149.839/41.436 = 3.62 >= 1.0)
4-11	154.633	40.797	SI (154.633/40.797 = 3.79 >= 1.0)
4-12	154.592	41.185	SI (154.592/41.185 = 3.75 >= 1.0)
4-13	149.999	36.167	SI (149.999/36.167 = 4.15 >= 1.0)
4-14	149.88	36.548	SI (149.88/36.548 = 4.10 >= 1.0)
4-15	154.991	35.936	SI (154.991/35.936 = 4.31 >= 1.0)
4-16	154.945	36.324	SI (154.945/36.324 = 4.27 >= 1.0)

10.8.8 Verifica dei tamponamenti

10.8.8.1 Modellazione e ipotesi di calcolo

Per la verifica dei tamponamenti si fa riferimento a quanto contenuto al §7.2.3 NTC 2018:

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a)/q_a \qquad [7.2.1]$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

Al fine di analizzare compiutamente il comportamento del pannello di tamponamento in fase sismica, viene realizzato un modello FEM secondo le seguenti ipotesi cautelative:

- Si analizzano due pannelli di dimensioni 625 cm x 280 cm ciascuno, posti l'uno sopra l'altro, ma collegati tra loro medianti cerniere e non dunque in continuità.
- Il pannello viene vincolato con *blocchi orizzontali* (impedendo il loro movimento lungo il piano orizzontale) lungo i due lati verticali al fine di simulare il gioco maschio-femmina che ha funzione di sede degli stessi all'attacco con i pilastri ed impedisce la fuoriuscita degli stessi dalle proprie sedi.
- Il pannello viene vincolato con *vincolo a cerniera* sul lato orizzontale inferiore, per simulare il fatto che la trave portamuro inferiore offre al pannello vincolo alla traslazione lungo i piani X e Y globali e riprenda inoltre il peso proprio in Z verticale.
- Al fine di determinare la massima forzante sismica che potrebbe agire sul pannello, si determina la massima accelerazione corrispondente al tratto orizzontale dello spettro di risposta elastico secondo i parametri sismici adottati per la verifica della struttura principale.
- Si applica l'azione sismica nella sola direzione fuori piano.

Dopo aver analizzato le azioni agenti sul pannello, seguiranno verifiche a flessione e taglio dello stesso.

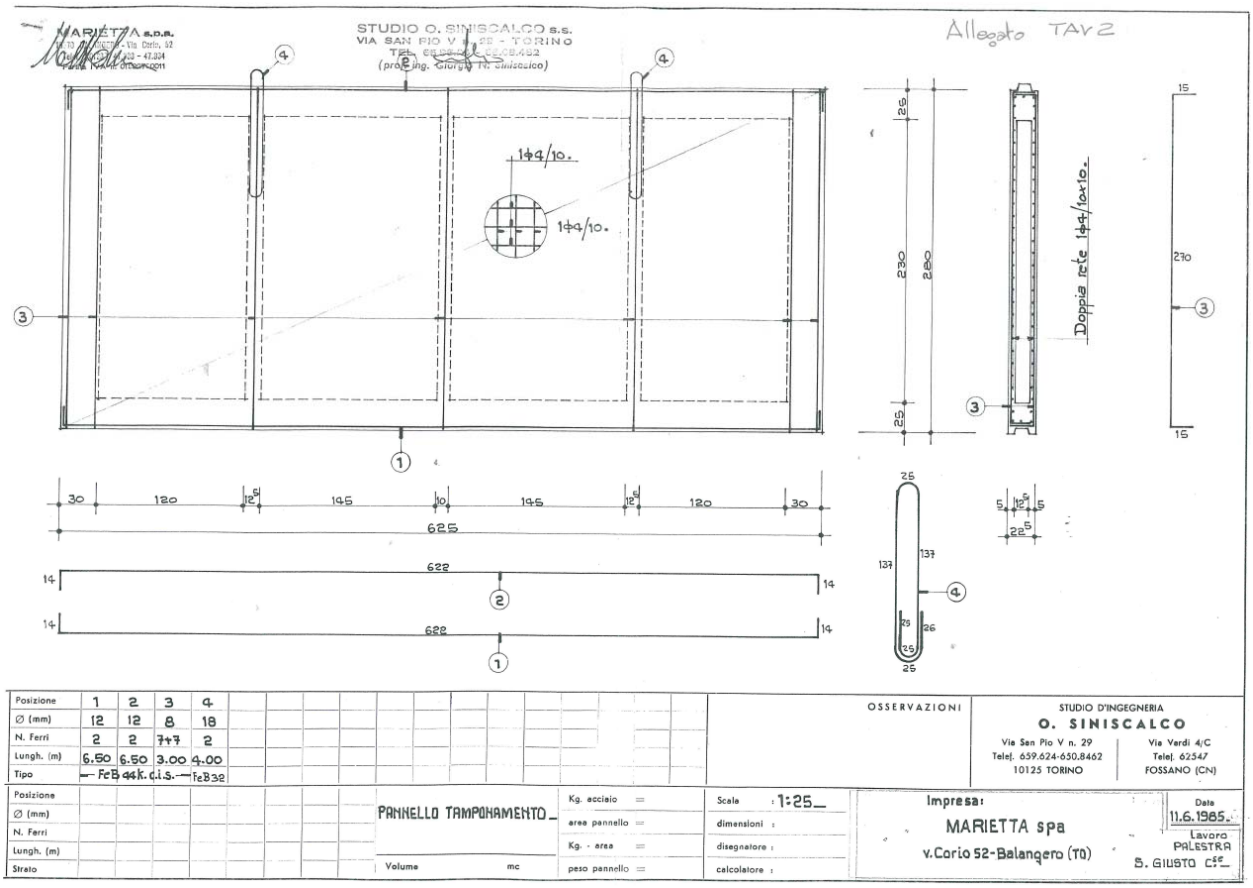


Figura 126 – Pannello di tamponamento – Carpenteria e armatura

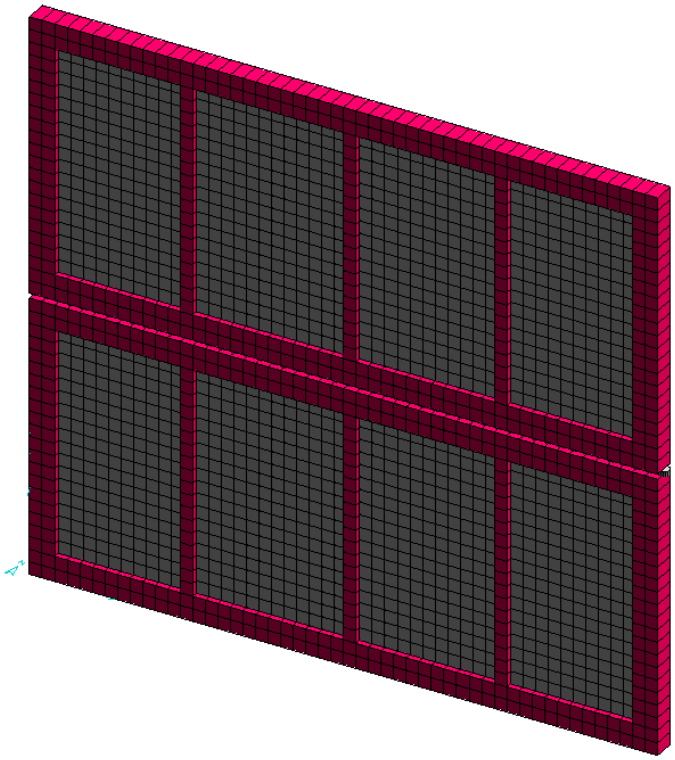


Figura 127 – Pannello di tamponamento – Vista globale del modello di calcolo

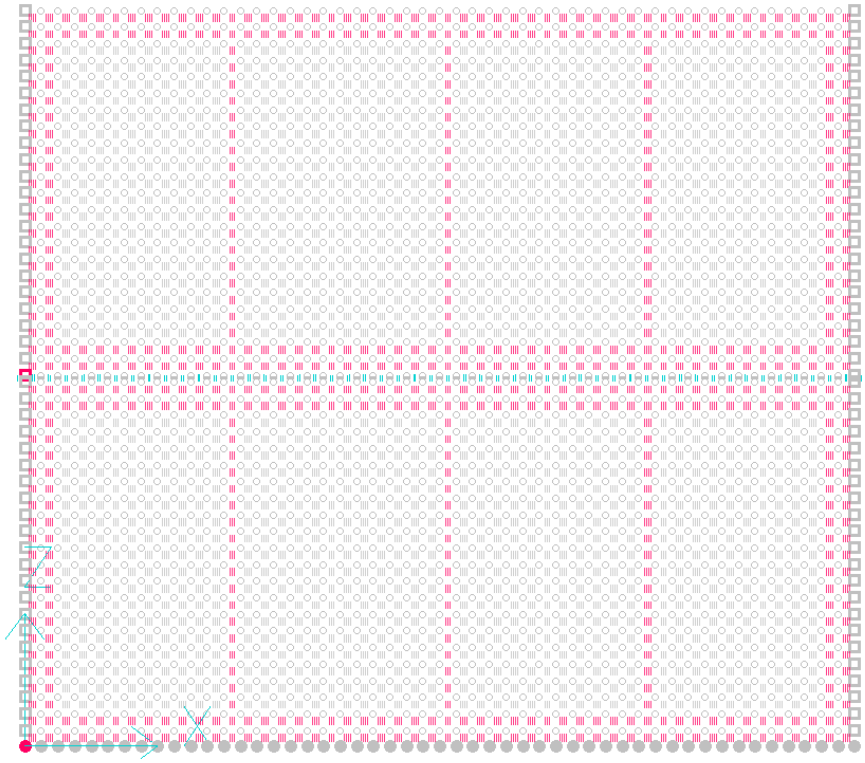
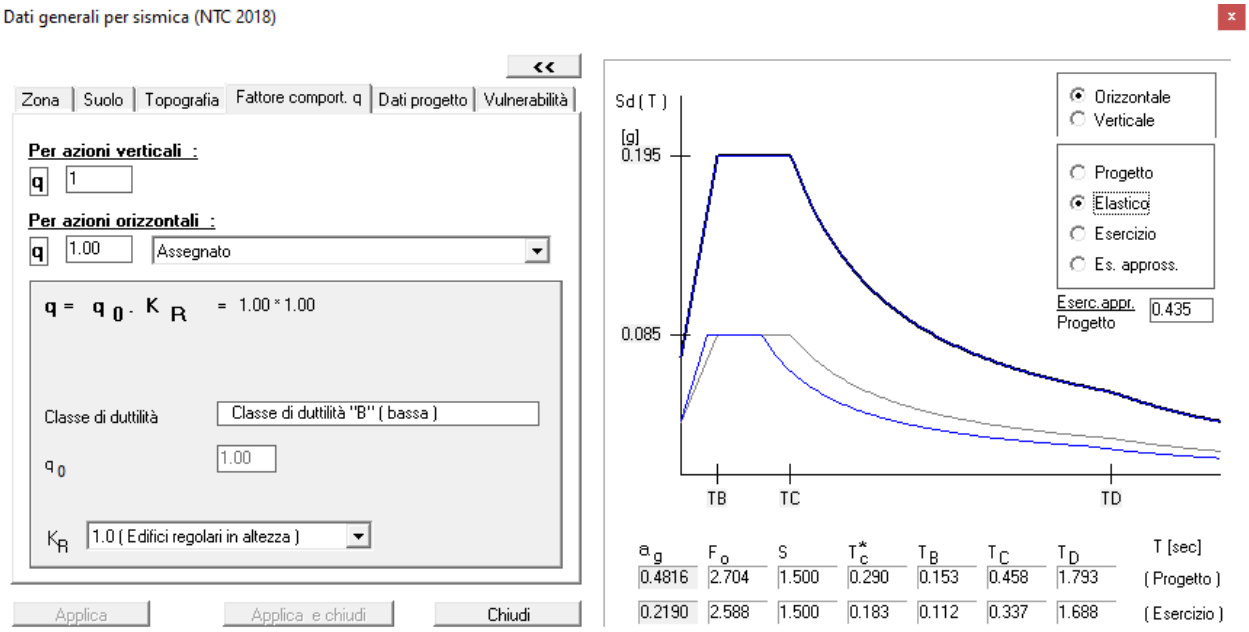


Figura 128 – Pannello di tamponamento – Vista del modello di calcolo con nodi

10.8.8.2 Determinazione dell'azione sismica

Dato il peso proprio del pannello $P_p = 3.00\ kN/m^2$, per determinare la forzante massima alla quale risulta soggetto il pannello di tamponamento in fase sismica, si procede come segue:

1) Si applica, a favore di sicurezza, l'accelerazione massima S_e relativa allo spettro elastico determinato secondo i parametri adottati nella verifica globale:



L'accelerazione massima è pari a $S_e = 0.195g$

2) Il prodotto tra il peso proprio del pannello P_p e l'accelerazione S_e fornisce la massima forza sismica orizzontale q_h per unità di superficie, alla quale può essere assoggettato il pannello:

$$q_h = P_p \cdot S_e = 3.00\ \frac{kN}{m^2} \cdot 0.195g = 0.585\ \frac{kN}{m^2}$$

10.8.8.3 Analisi delle sollecitazioni

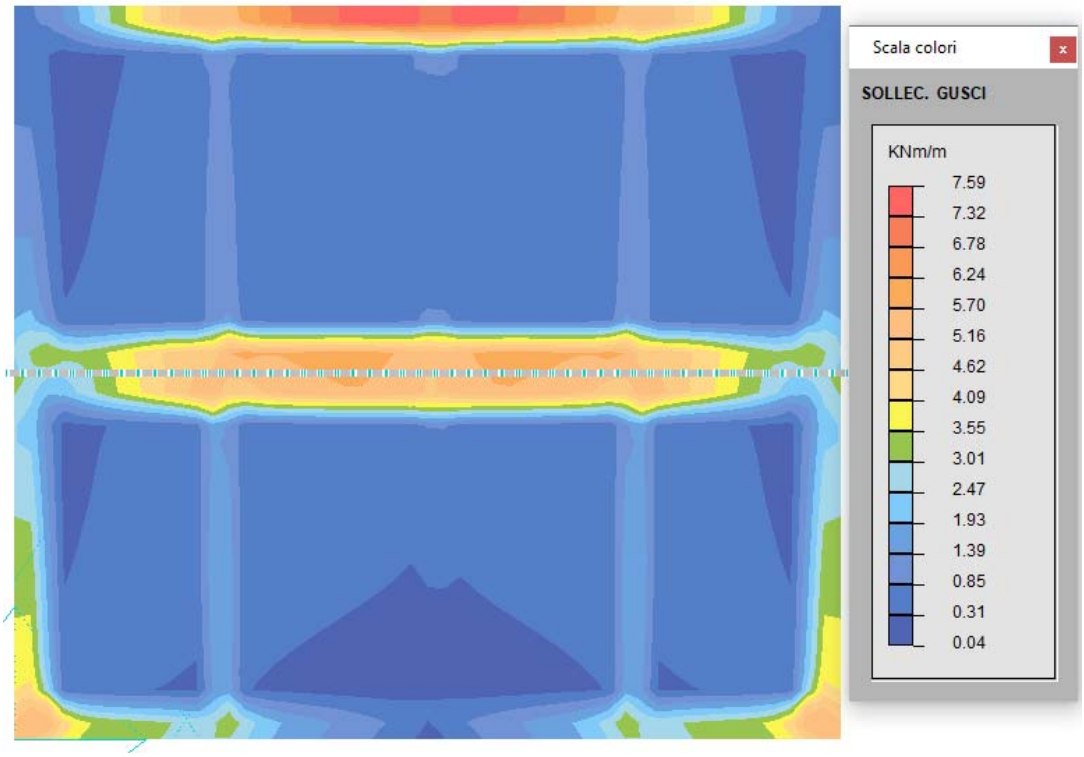


Figura 129 – Mx inf

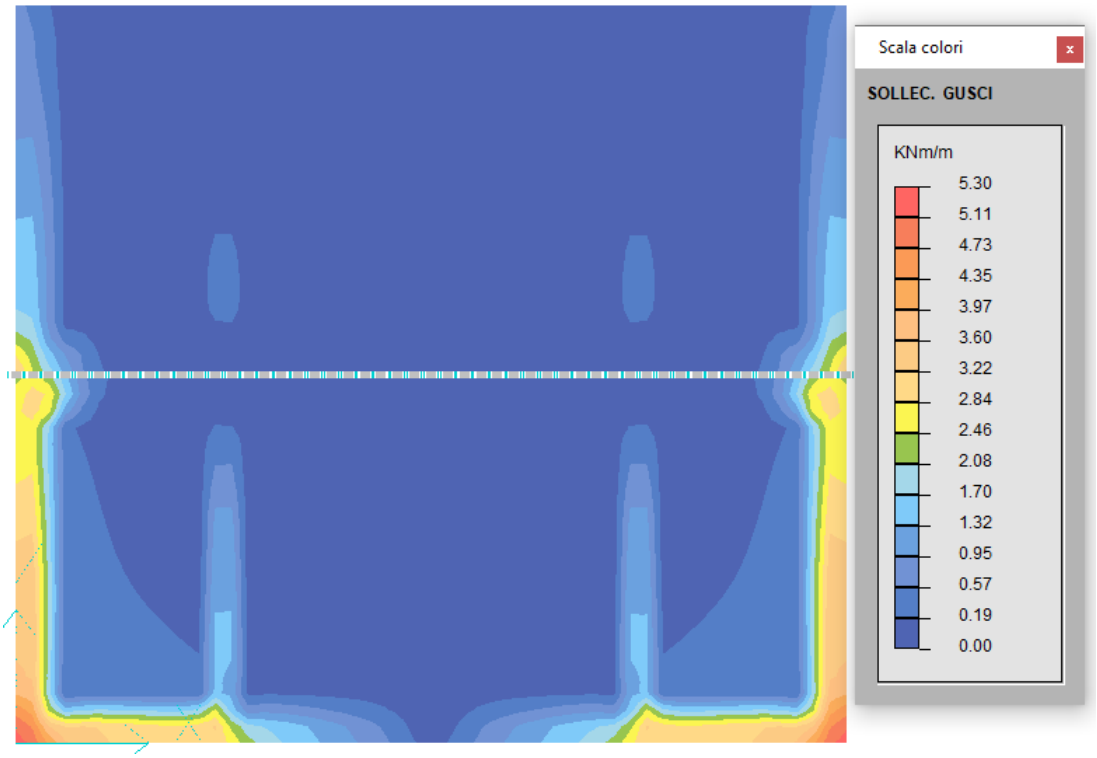


Figura 130 – Mx sup

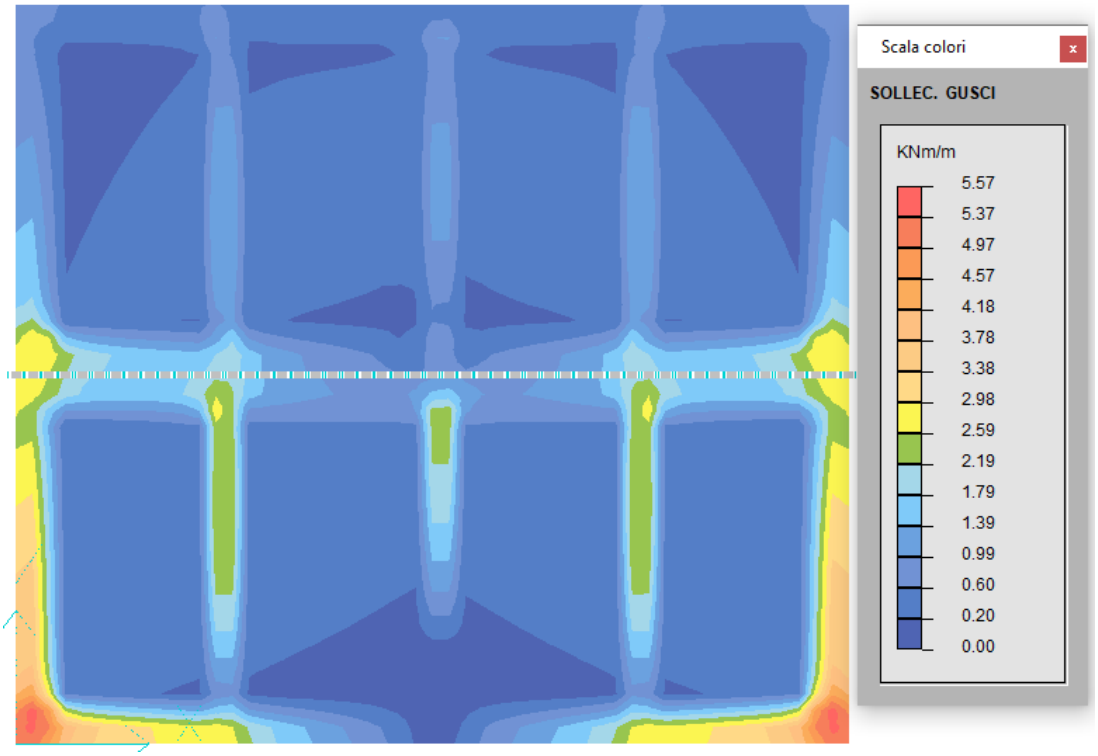


Figura 131 – My inf

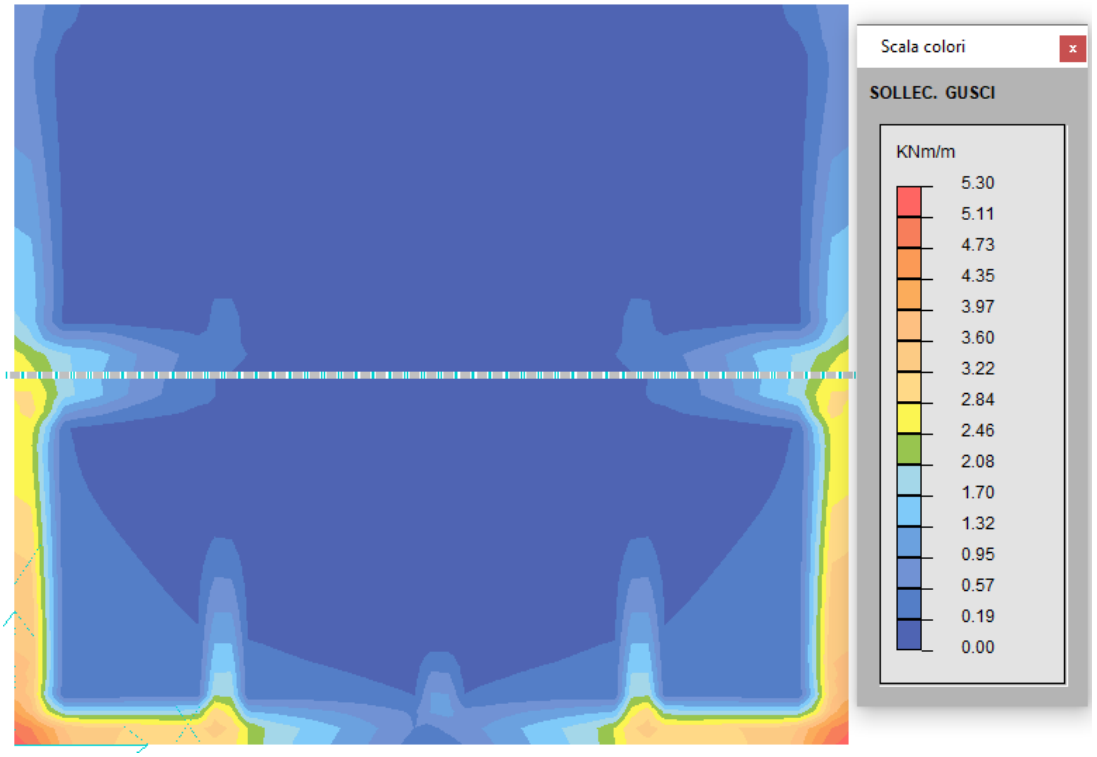


Figura 132 – My sup

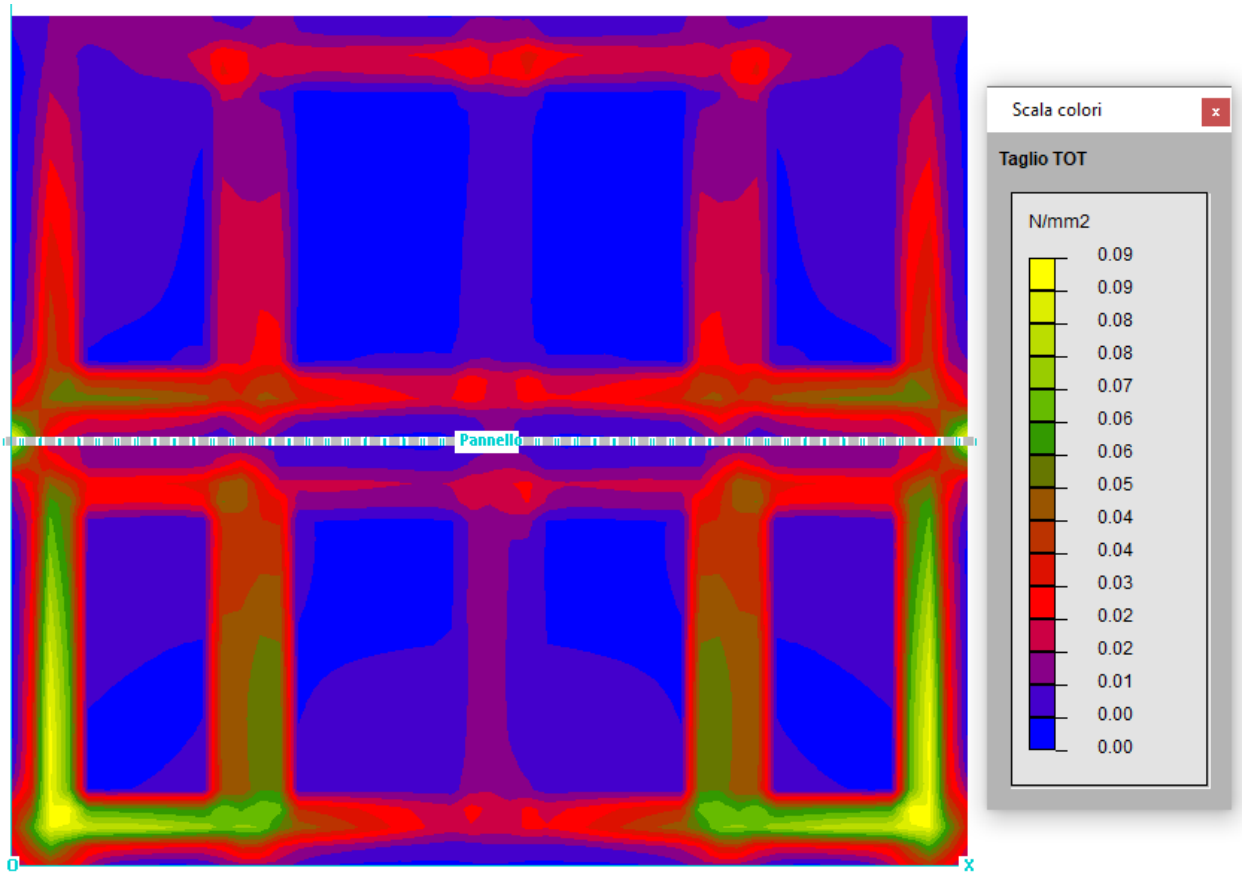


Figura 133 – Taglio TOT

10.8.8.4 Verifica a flessione

Il massimo momento sollecitante è quello che tende le fibre orizzontali della correa superiore; essendo espresso in kN m/m, questo valore andrebbe diviso per l'altezza della correa; a favore di sicurezza si adotterà invece il valore sollecitante 7.59 kN m sulla sezione di altezza 25 cm.

La correa, di dimensioni 22.5 cm x 25 cm, è armata con 3+3 ϕ12. Segue verifica.

```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_06
Nome file      : Tamponamenti.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                              MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.    ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.   ; ftd = 391.304 (0.999%)

                              SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:                      Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1| -112.|    0.|         1|   92.|   20.|  12.  | 1.131 |
 1- 2| -112.|  250.|         2|   92.|  125.|  12.  | 1.131 |
 1- 3|  112.|  250.|         3|   92.|  230.|  12.  | 1.131 |
 1- 4|  112.|    0.|         4|  -92.|   20.|  12.  | 1.131 |
                              5|  -92.|  125.|  12.  | 1.131 |
                              6|  -92.|  230.|  12.  | 1.131 |

                              SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=  125.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
 1|       0.  |         0.    |        25.2532|Caso 3.2-A269- P1   |My+:25.2532/7.59=3.3272

                              RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz          |  muy          |  lambda       |
  1.| 0.            | -.00057646241|  .00465246188|

Deformazioni massime sui materiali:

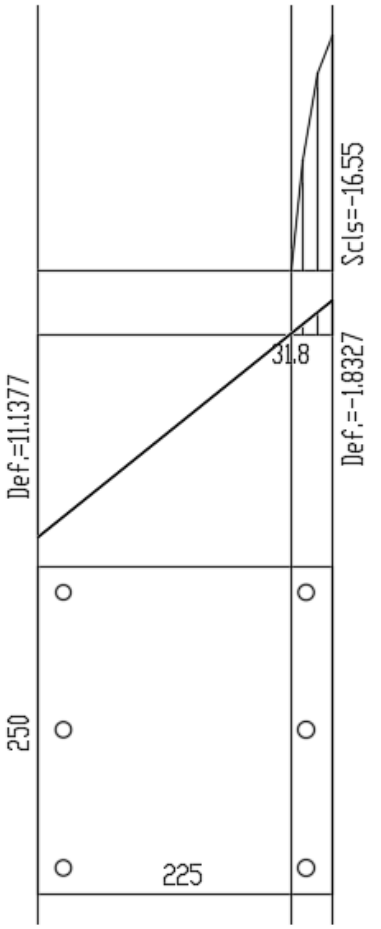
      Cls                                  Acciaio lento
sol   vert.|D cls    |S cls    |Ve|        ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 3| -1.8327|  -16.55|si|           4.|  9.9847|  391.26|si|
```

VERIFICA SODDISFATTA CON Fs = 3.33

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_06
Nome file    : Tamponamenti.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  125. (baricentro CLS)
Nd =        0.
Mdz=     0.
Mdy=   25.2532
Myult/Mdy=25.2532 / 7.59 = 3.32716587352165
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3   (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN, mm, kNm, N/mm2,
ø in mm, deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-8.77499244877558E-15
muy=-5.76462414006252E-04
lam= 4.6524618779353E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  3|  112.|  250.| -1.83274|  -16.55|s|
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|Fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
|  4|  -92.|  20.|   12|  1.13| 9.98474|  391.26|s|

% ARMAT.: tesa= .6; comp.= .6; tot.= 1.21
```

10.8.8.5 Verifica a taglio

Il massimo valore di taglio agisce sull'interfaccia tra la lesena verticale perimetrale e il pannello interno, la sezione di verifica considerata è pertanto di 100 mm x 1000 mm.

La forza di taglio sollecitante è pari a: Vsd = 0.09 N/mm^2*100mm*1000mm = 9000 N. Segue verifica.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.
secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)
Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA
San Giusto Canavese
PALESTRA
Tamponamenti

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	1000	mm	larghezza minima della sezione
H	100	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{s1}	125.6	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	12.56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	100	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctgθ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	9000	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
αcc	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

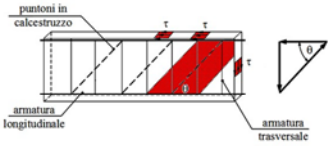
NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	80	mm	altezza utile
Ac	100000	mm^2	area cls

ϕ4/10

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = 5.56 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	2.0000	≤2.0			
ρ_1	0.0016	≤0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd=	0.40	
Vmin	0.4950	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	39598 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	7031 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	206897 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	90 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	V_{Rd} = V_{Rd1} =	39598 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	4.40	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	V_{Rd} = min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) =	7031 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 206897 N >	V_{Ed} = 9000 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =	22.99	OK

10.8.9 Verifica degli Spostamenti a SLV

10.8.9.1 Descrizione delle strutture

Segue la verifica degli spostamenti a SLV rispetto a corpi strutturali adiacenti.

La palestra risulta a contatto con due differenti strutture, gli spogliatoi sul lato ovest e la pensilina in c.a. sui lati est e sud :

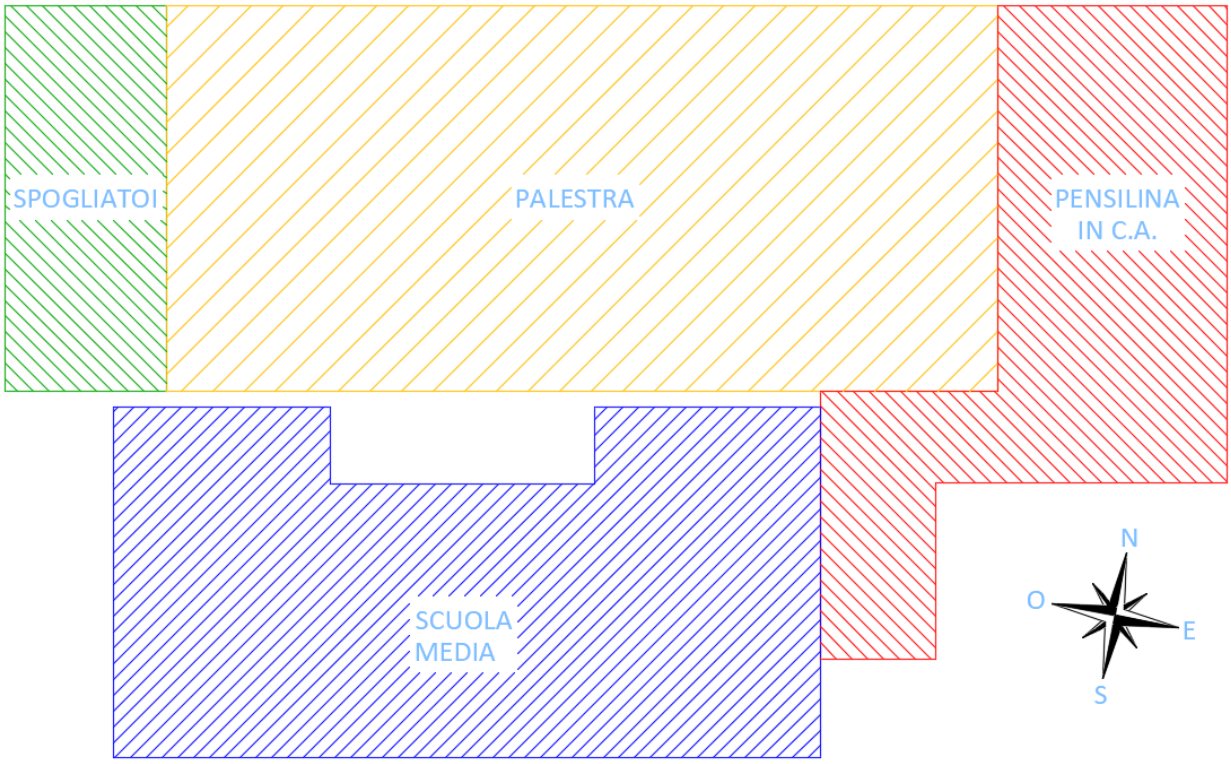


Figura 134 – Strutture adiacenti alla palestra

Le due strutture spogliatoi e pensilina in c.a. sono state realizzate a stretto contatto con le strutture portanti della palestra; obiettivo di questo paragrafo è dunque la determinazione del massimo spostamento dei pilastri della palestra in fase sismica a SLV, così da poter dimensionare correttamente gli interventi previsti nel presente progetto e finalizzati a risolvere il problema del martellamento tra strutture adiacenti.

10.8.9.2 Spostamenti in direzione X globale

Segue l'analisi degli spostamenti a SLV in direzione X globale dei pilastri di bordo lato spogliatoi (colore rosso) e dei pilastri lato pensilina (colore giallo).

Gli spostamenti si calcolano all'altezza delle strutture considerate (465 cm la prima e 515 cm la seconda).

A favore di sicurezza, si adotterà il modello di calcolo privo di tamponamenti essendo maggiormente deformabile.

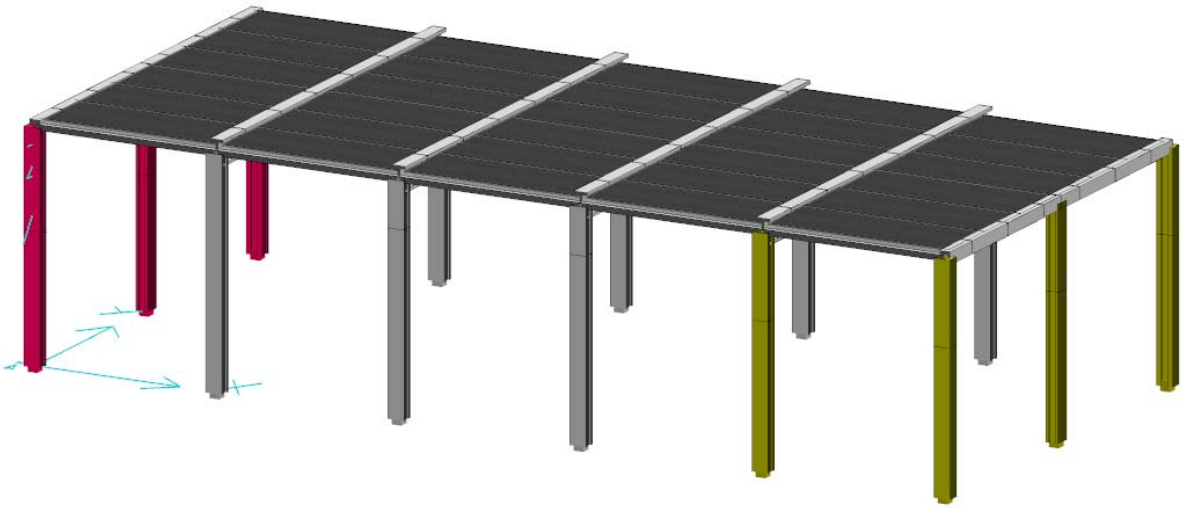


Figura 135 – Palestra – Modello per il calcolo degli spostamenti

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV (Casi di carico 3 e 4) si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d il valore d_{Ee} ottenuto dall'analisi lineare dinamica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$\mu_d = q \qquad \text{se} \qquad T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \qquad \text{se} \qquad T_1 < T_c$$

$$q = 1.50$$

In questo caso $T_{1x} = 1.019 > T_c = 0.458$, quindi:

$$\mu_d = 1.50$$

Si riportano i diagrammi degli spostamenti allo SLV nella direzione considerata, in accordo a quanto previsto al §7.3.3.3 del D.M. 17 gennaio 2018.

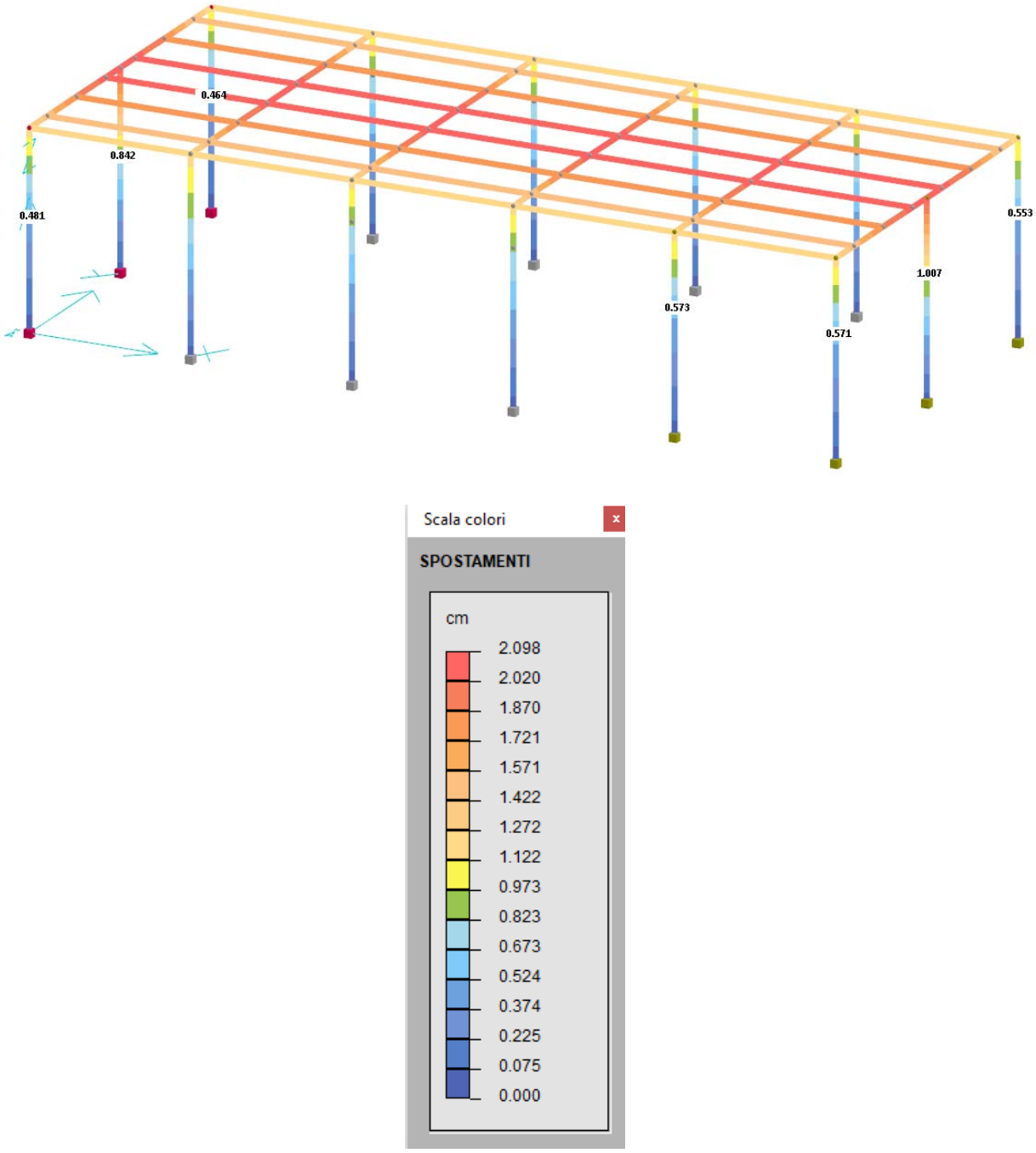


Figura 136 – Palestra – Spostamenti in direzione X globale

I massimi spostamenti nella direzione considerata risultano pari a:

$d_{EX} = 0.842 \cdot 1.50 = 1.263\ cm$ LATO SPOGLIATOI

$d_{EX} = 1.007 \cdot 1.50 = 1.511\ cm$ LATO PENSILINA

10.8.9.3 Spostamenti in direzione Y globale

Segue l'analisi degli spostamenti a SLV in direzione Y globale dei pilastri lato pensilina (colore giallo).

Gli spostamenti si calcolano all'altezza delle strutture considerate (465 cm la prima e 515 cm la seconda).

A favore di sicurezza, si adotterà il modello di calcolo privo di tamponamenti essendo maggiormente deformabile.

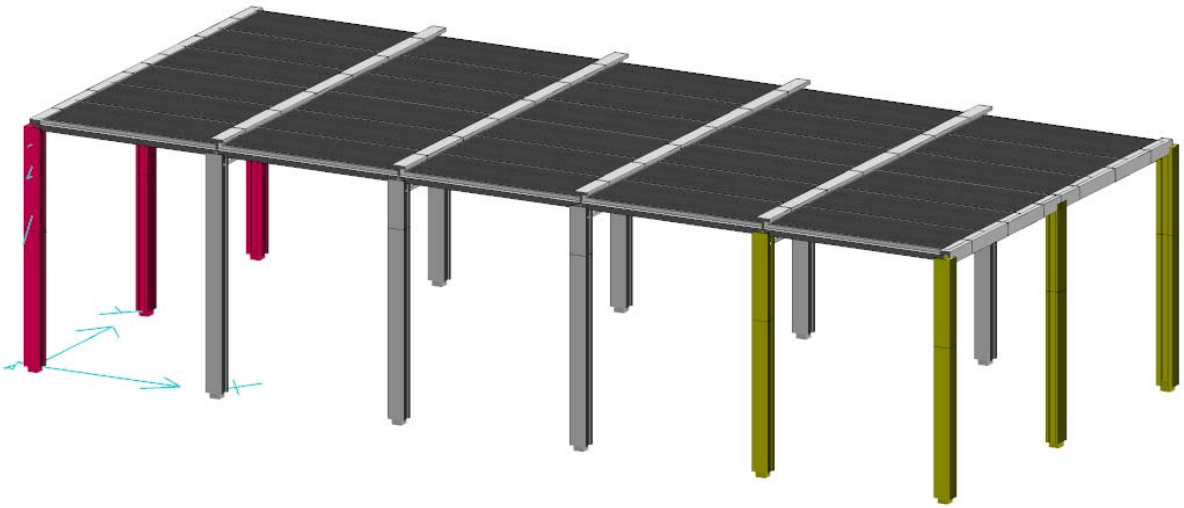


Figura 137 – Palestra – Modello per il calcolo degli spostamenti

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV (Casi di carico 3 e 4) si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d il valore d_{Ee} ottenuto dall'analisi lineare dinamica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$\mu_d = q \quad \text{se} \quad T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se} \quad T_1 < T_c$$

$$q = 1.50$$

In questo caso $T_{1y} = 1.214 > T_c = 0.458$, quindi:

$$\mu_d = 1.50$$

Si riportano i diagrammi degli spostamenti allo SLV nella direzione considerata, in accordo a quanto previsto al §7.3.3.3 del D.M. 17 gennaio 2018.

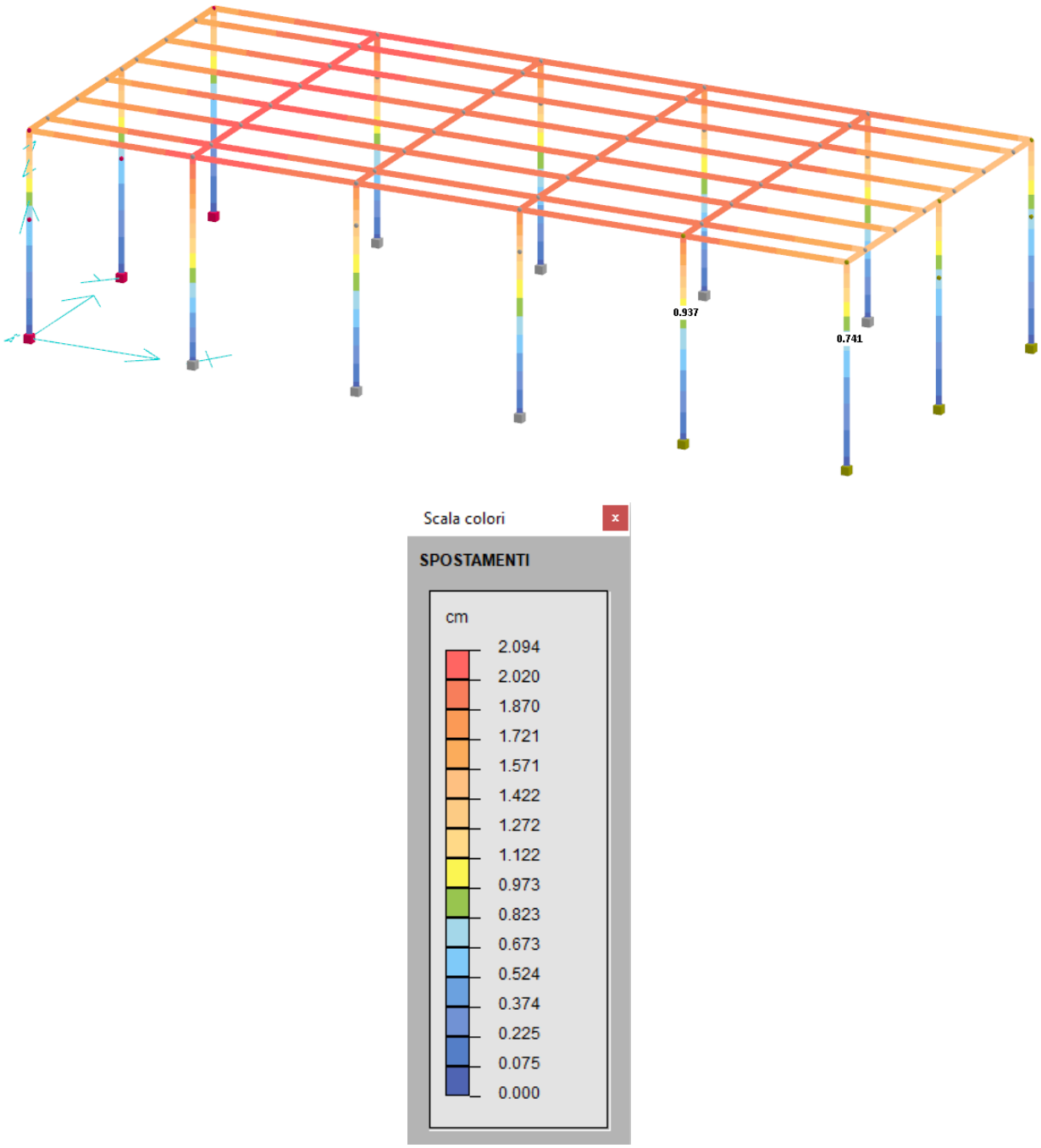


Figura 138 – Palestra – Spostamenti in direzione Y globale

I massimi spostamenti nella direzione considerata risultano pari a:

$d_{EY} = 0.937 \cdot 1.50 = 1.406\ cm$ LATO PENSILINA

$d_{EY} = 0.645 \cdot 1.50 = 0.968\ cm$ LATO SPOGLIATOI

11. SPOGLIATOI E SERVIZI

11.1 MODELLAZIONE E IPOTESI DI CALCOLO

La struttura viene modellata monopiano come da prassi per questa tipologia di strutture, in quanto la modellazione del piano terreno falserebbe l'attivazione delle masse in fase sismica, diminuendo le sollecitazioni sugli elementi in elevazione fuori terra.

I pilastri sono modellati fino al piano di estradosso dei plinti, mentre i **setti** sono modellati sino al piano terreno, in quanto risultano in appoggio sui tegoli del piano terreno e risultano incernierati alla base.

Le **travi longitudinali** sono modellate come elementi *beam* a formare telaio con i pilastri.

La **trave cornicione perimetrale** è modellata come carico applicato lungo tutto il perimetro.

Per quanto riguarda i **tamponamenti**, si considerano nella modellazione in termini di massa.

In termini di massa si considera che essi scarichino metà della loro inerzia in fase sismica sulle travi superiori, mentre metà scarichi a terra; per far ciò, si applicano dei carichi distribuiti in Z globale sui pilastri interessati pari alla quota parte che i tamponamenti scaricheranno sui pilastri, tale condizione viene applicata in fase sismica solo per quanto riguarda la determinazione delle masse partecipanti in fase sismica, ma non viene poi ricombinata come carico gravitazionale in quanto i tamponamenti scaricano verticalmente direttamente in fondazione.

Il **solaio** è di tipo predalles e viene modellato come elemento *solaio* avente dunque la sola funzione di ripartire le azioni.

Il modello di calcolo in fase sismica è il codice 045_10

Il modello di calcolo in fase statica è il codice 045_60.

La struttura viene modellata nell'ipotesi di PIANO RIGIDO.

11.2 VISTE DEL MODELLO DI CALCOLO

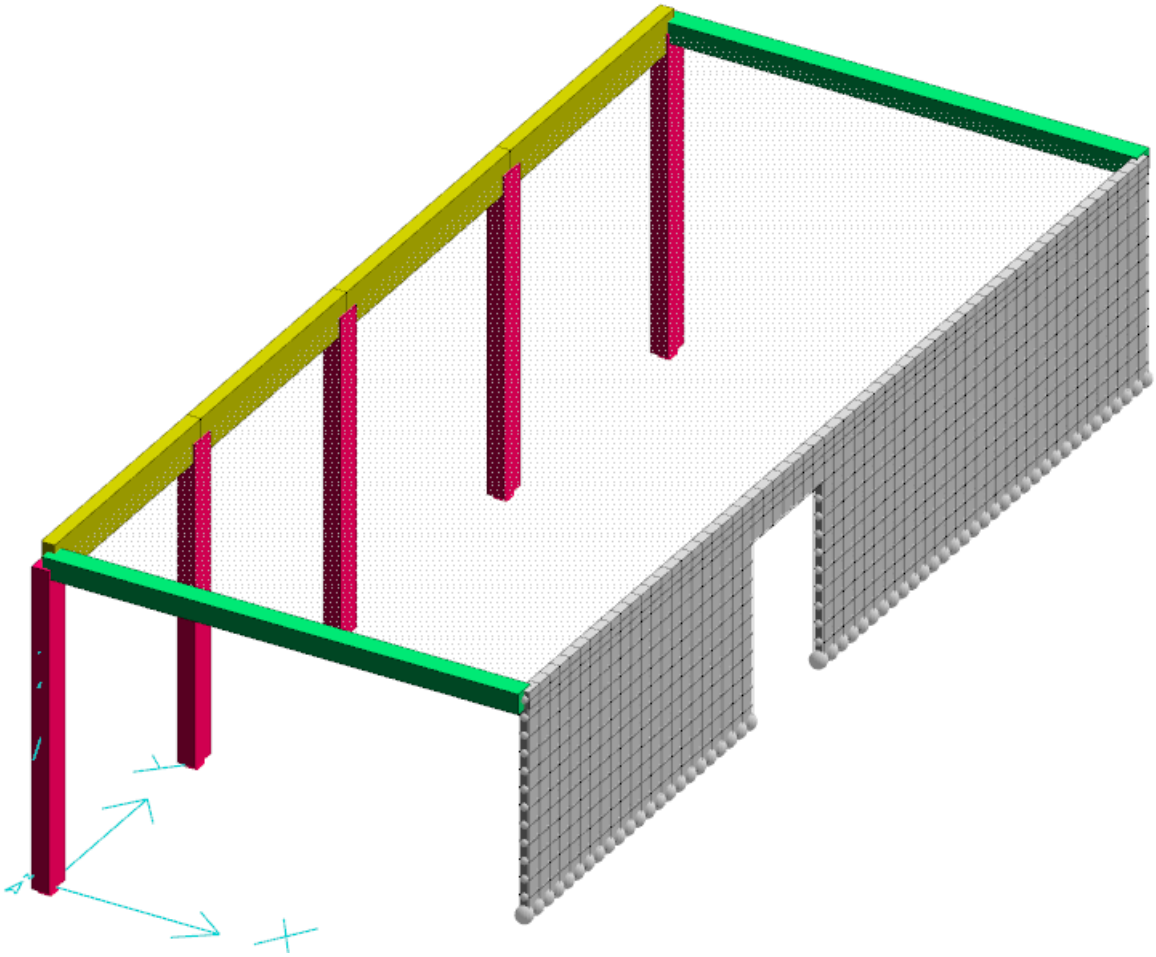


Figura 139 – Locale Spogliatoi e servizi – Vista del modello di calcolo

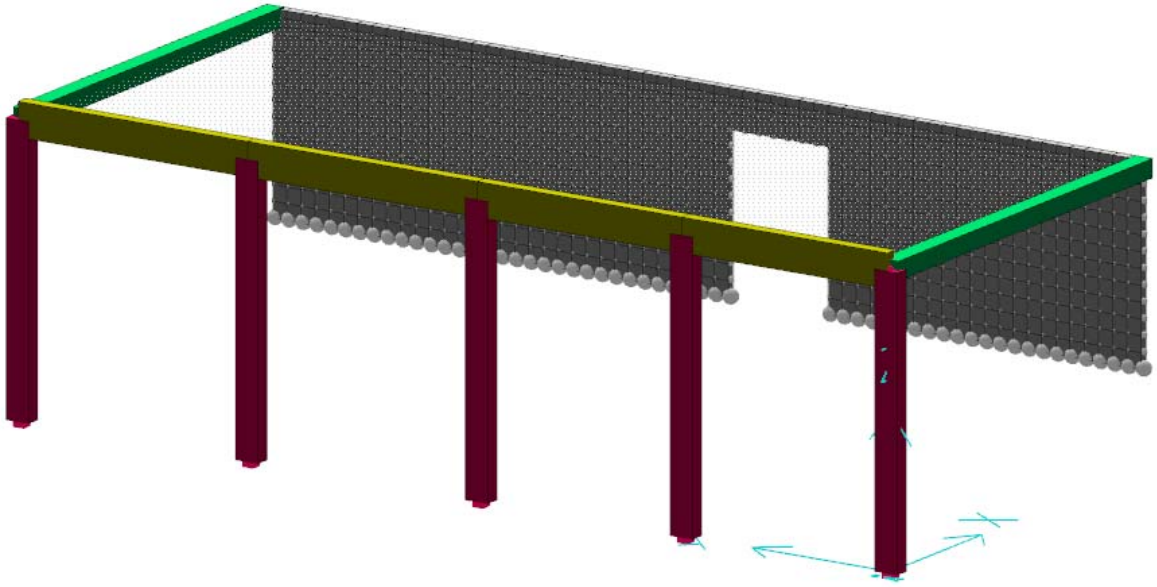


Figura 140 – Locale Spogliatoi e servizi – Vista del modello di calcolo

11.3 CONDIZIONI DI CARICO

Modello 045_10

Schede condizioni

Nuova scheda | Modifica scheda | Duplica scheda | Elimina scheda

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
001)	Peso_proprio	1	734	Peso proprio	Permanente
002)	Permanenti_portati	1	7	Permanente	Permanente
003)	Tamponamenti_I	1	6	Altro ...	Altro ...
004)	Autovett_001_(X)	1	635	Modo proprio X	Altro ...
005)	Autovett_002_(X)	1	15	Modo proprio X	Altro ...
006)	Autovett_002_(Y)	1	7	Modo proprio Y	Altro ...
007)	Autovett_008_(X)	1	2	Modo proprio X	Altro ...
008)	Autovett_008_(Y)	1	635	Modo proprio Y	Altro ...
009)	Sisma_X	1	751	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
010)	Torcente_add._X	1	751	Torcente addiz X SLU	Altro ...
011)	Sisma_Y	1	751	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
012)	Torcente_add._Y	1	129	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

Modello 045_60

Schede condizioni

Nuova scheda | Modifica scheda | Duplica scheda | Elimina scheda

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
001)	Peso_proprio	1	739	Peso proprio	Permanente
002)	Permanenti_portati	1	7	Permanente	Permanente
003)	Vento_in_X	1	5	Vento X	Vento X
004)	Vento_in_Y	1	2	Vento Y	Vento Y
005)	Neve	1	1	Neve (<1000m slm)	Carichi copertura
006)	Manutenzione	1	1	H1:Cop,Sottot sola manut	Carichi copertura

11.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Modello 045_10

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SISMAX SLU	nessuna	somma	4	1.000	quadr.		
				5	1.000	quadr.		
				7	1.000	quadr.		
				10	1.000	±		
2	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	quadr.		
				8	1.000	quadr.		
				12	1.000	±		
3	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	1	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
4	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	1	0.300

Modello 045_60

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU Max Var	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				5	0.750	+		
				6	1.500	+		
2	SLU Max Neve	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				5	1.500	+		
3	SLU VENTOX 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	0.900	±		
				5	0.750	+		
				6	1.500	+		
4	SLU VENTOY 1	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	0.900	±		
				5	0.750	+		
				6	1.500	+		
5	SLU VENTOX 2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	0.900	±		
				5	1.500	+		
6	SLU VENTOY 2	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	0.900	±		
				5	1.500	+		
7	SLU VENTOX 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	±		
				5	0.750	+		
8	SLU VENTOY 3	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	1.500	±		
				5	0.750	+		

11.5 ANALISI SISMICA DINAMICA LINEARE

```
ANALISI DINAMICA                              lavoro :\045_10

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
Assi di vibrazione:   X   Y
Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO
Edificio  sito in località  SAN GIUSTO CANAVES ( long. 7.810   lat. 45.313700 )
Categoria del suolo di fondazione  = C
Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500
Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000
S   =  1.500
Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni
Coefficiente d'uso CU           = 1.5
Periodo di riferimento VR       = 75.0
PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %
Tempo di ritorno                = 711
Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0


Valori risultanti per :
ag  0.482  [g/10]
Fo  2.704
TC* 0.290


Fattore di comportamento q         = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.653


CONDIZIONI DI RIFERIMENTO   COEFFICIENTE       PESO RISULTANTE
                                                      [kN]
                1.                1.000              251.730
                2.                1.000              551.178
                3.                1.000              185.198

                  ***  TABELLA AUTOVETTORI  ***

 n | PERIODO  |      MASSA ATTIVATA     |        COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE
   |  [sec]   |    %X      %Y      %Z   |   n+1    n+2    n+3    n+4    n+5    n+6    n+7
 1 | 0.997571 |  96.724   0.000   0.000 |  0.012  0.000  0.000  0.000  0.000  0.000  0.000
 2 | 0.430856 |   0.001  30.977   0.000 |  0.000  0.000  0.000  0.000  0.000  0.000
 3 | 0.033715 |   2.218   0.000   0.000 |  0.964  0.316  0.111  0.044  0.035
 4 | 0.033074 |   0.007   0.714   0.000 |  0.380  0.126  0.048  0.038
 5 | 0.029115 |   0.000   0.028   0.000 |  0.355  0.094  0.069
 6 | 0.025455 |   0.000   0.056   0.000 |  0.249  0.160
 7 | 0.021406 |   0.001   0.006   0.000 |  0.768
 8 | 0.020263 |   0.000  64.224   0.000 |
-----------------------------------------
   MASSA TOTALE  98.952  96.007   0.000 |
-----------------------------------------
```

11.6 ANALISI STATICA LINEARE COMPLEMENTARE

L'analisi viene effettuata una volta per il periodo proprio principale in direzione X ed una volta per il proprio principale in direzione Y. Per semplicità di lettura della presente, si riporta il solo tabulato in direzione Y.

```
------------------------------------------------------------------------------
Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )
------------------------------------------------------------------------------
DATI PROGETTO
Edificio  sito in località  SAN GIUSTO CANAVES ( long. 7.810   lat. 45.313700 )
Categoria del suolo di fondazione  = C
Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500
Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000
S   =  1.500
Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni
Coefficiente d'uso CU           = 1.5
Periodo di riferimento VR       = 75.0
PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %
Tempo di ritorno                = 711
Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0

Valori risultanti per :
ag  0.482  [g/10]
Fo  2.704
TC* 0.290

Fattore di comportamento q         = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.653

Coeff. lambda    =   1.0000
Sd               =    0.080  per T1 =   0.020

Numero condizioni generanti carichi sismici :    3
Cond. 001 :         Peso_proprio   con coeff.     1.000
Cond. 002 :   Permanenti_portati   con coeff.     1.000
Cond. 003 :       Tamponamenti_I   con coeff.     1.000


Condizioni di carico sismico generate:
Cond. 011 :              Sisma X
Cond. 012 :              Sisma Y
Cond. 013 :      Torcente add. X
Cond. 014 :      Torcente add. Y


Carichi sismici :
|   Piani|     Pesi| C. distr.| Forze piano|Torc. piano X|Torc. piano Y| Bar. X| Bar. Y|
|      cm|       kN|          |          kN|          kNm|          kNm|     cm|     cm|
|   155.0|    13.51|    0.0276|        0.37|          0.3|          0.0|  686.0|  788.7|
|   206.7|     9.01|    0.0368|        0.33|          0.3|          0.0|  686.0|  788.7|
|   258.3|    18.01|    0.0460|        0.83|          0.6|          0.0|  686.0|  788.7|
|   310.0|    27.02|    0.0552|        1.49|          1.2|          0.0|  686.0|  788.7|
|   361.7|     9.01|    0.0645|        0.58|          0.4|          0.0|  686.0|  788.7|
|   413.3|    18.60|    0.0737|        1.37|          1.1|          0.0|  686.0|  784.2|
|   465.0|   863.89|    0.0829|       71.59|         55.3|         24.6|  236.6|  771.7|
```

11.7 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

11.7.1 Statiche

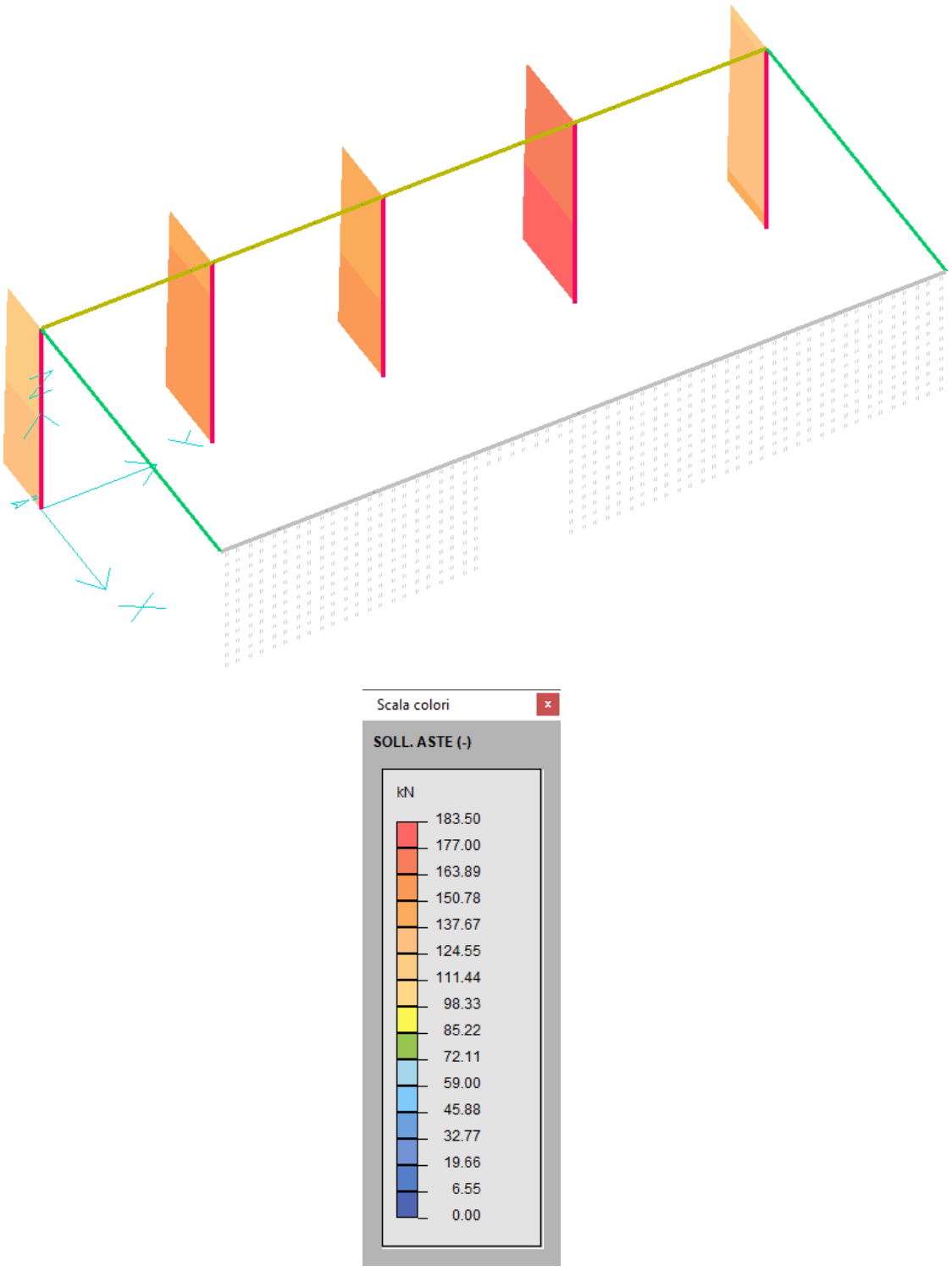


Figura 141 – Colonne – Sforzi assiali

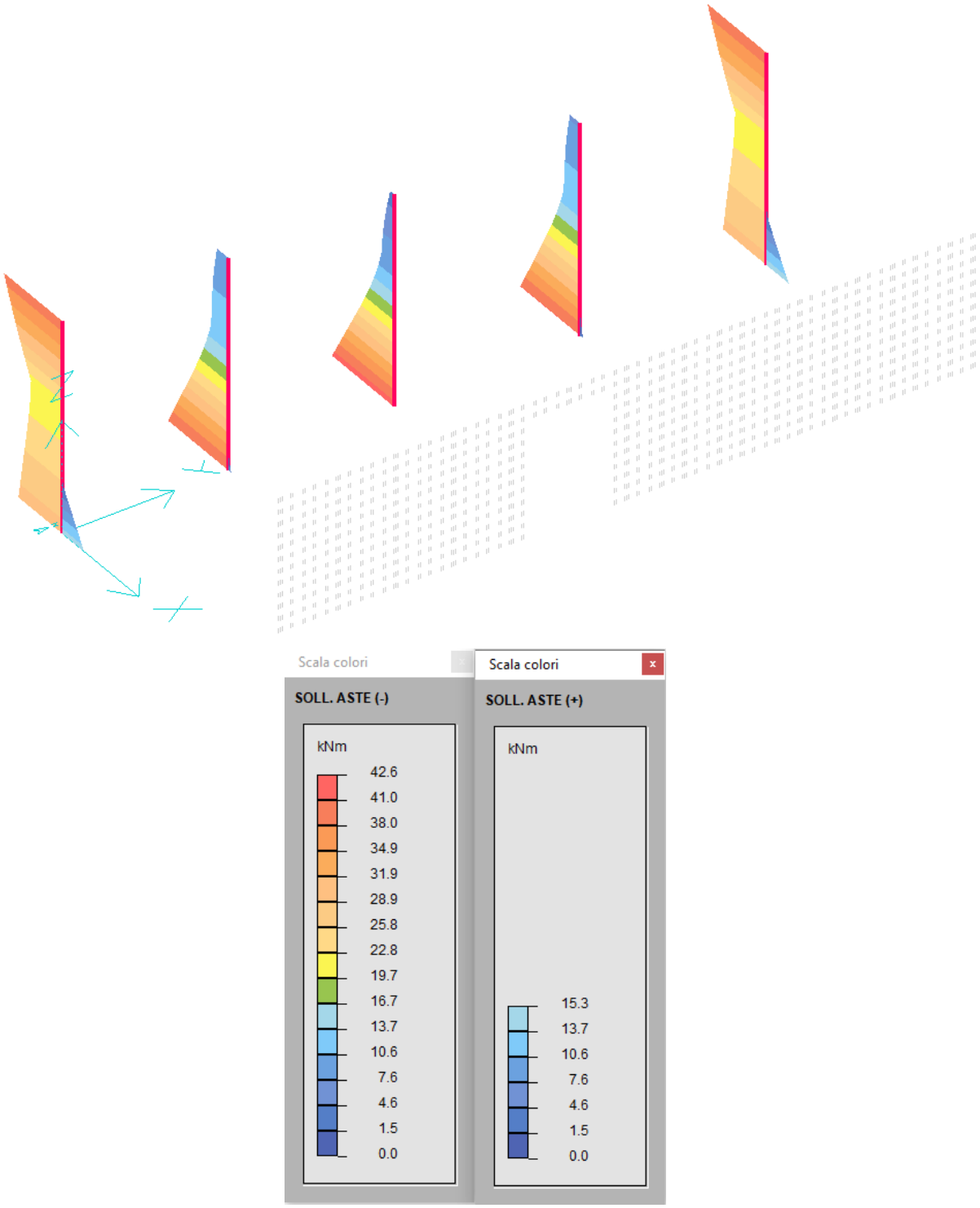


Figura 142 – Colonne – Momenti flettenti Mz

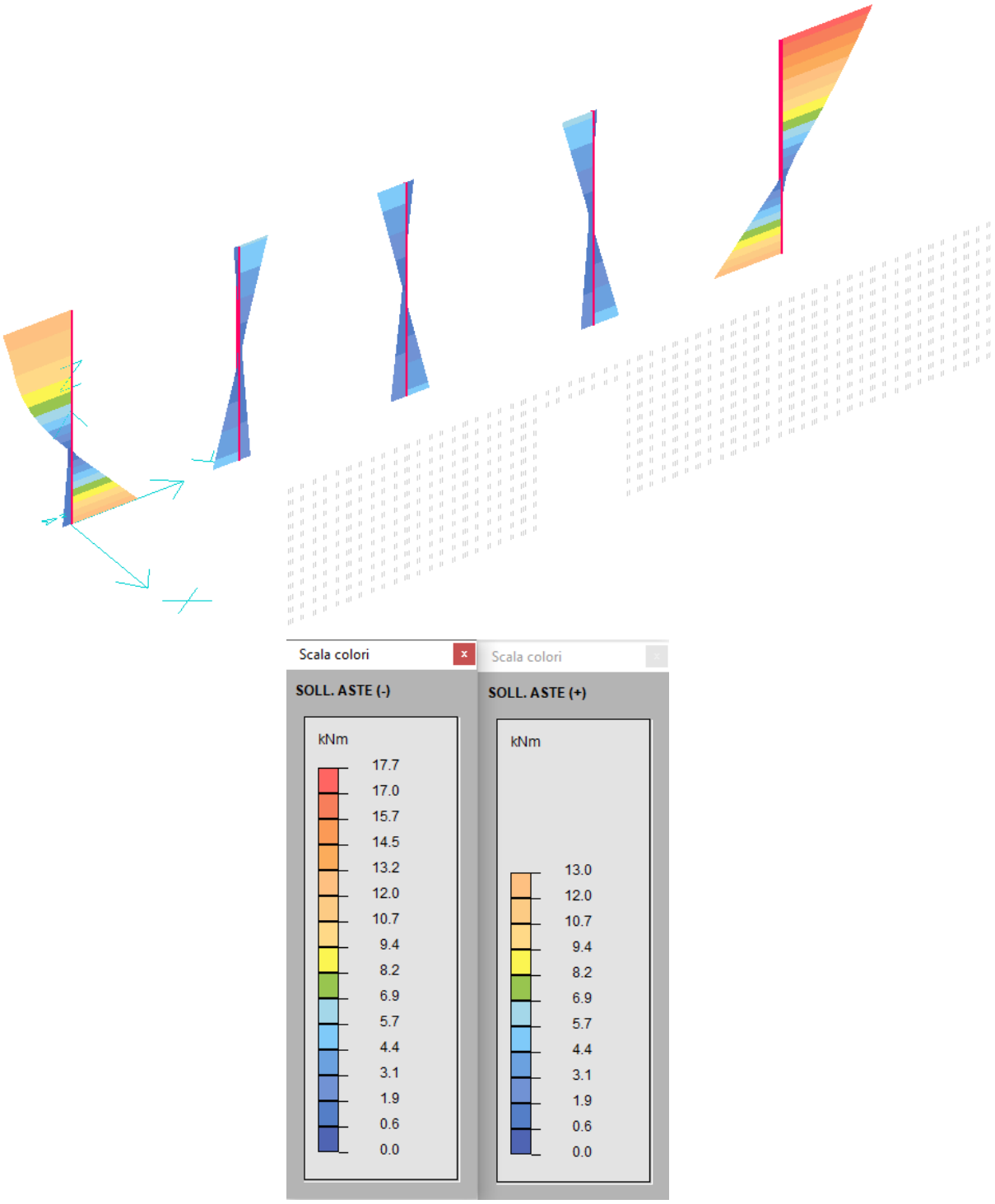


Figura 143 – Colonne – Momenti flettenti My

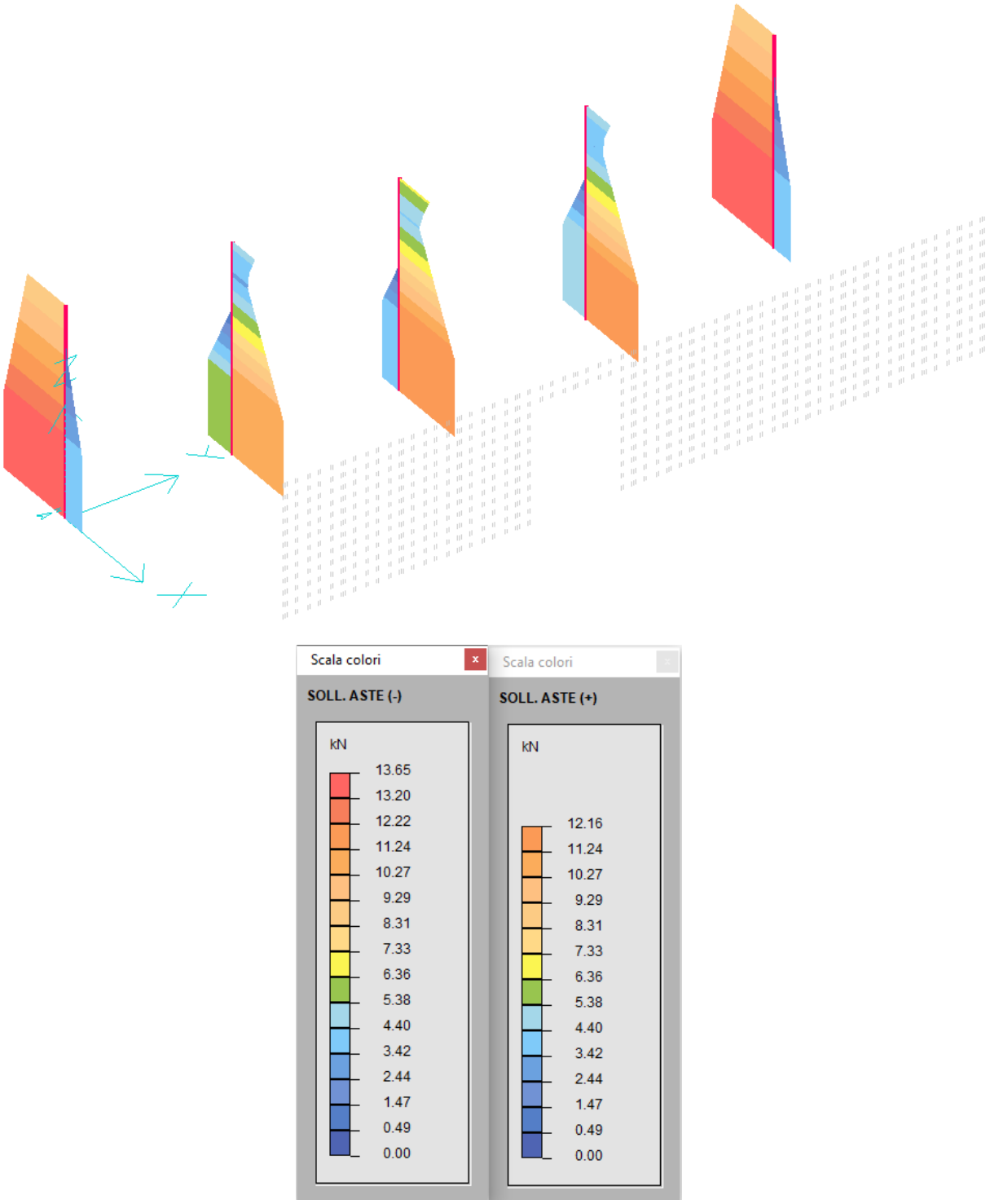


Figura 144 – Colonne – Tagli Ty

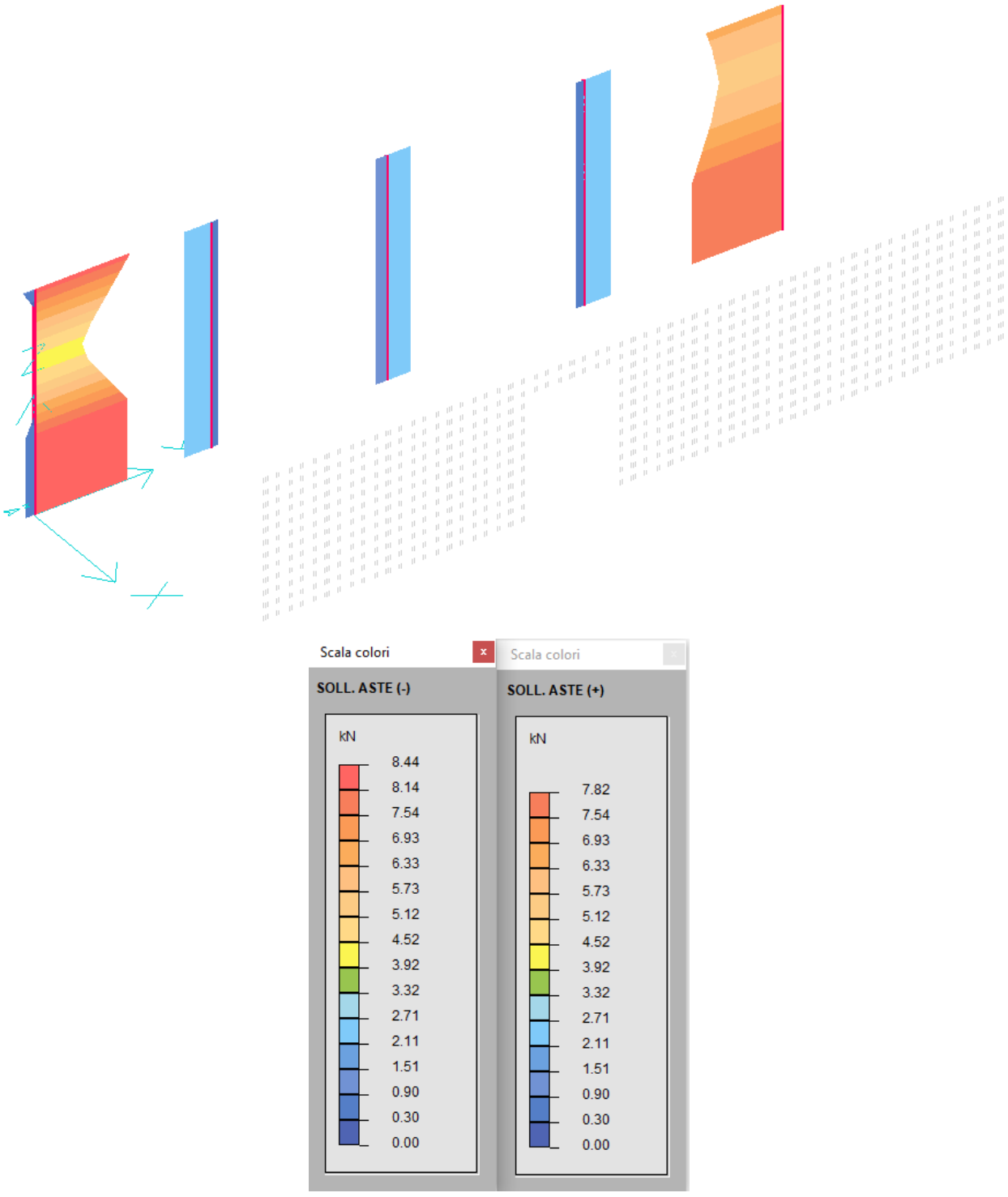


Figura 145 – Colonne – Tagli Tz

11.7.2 Sismiche

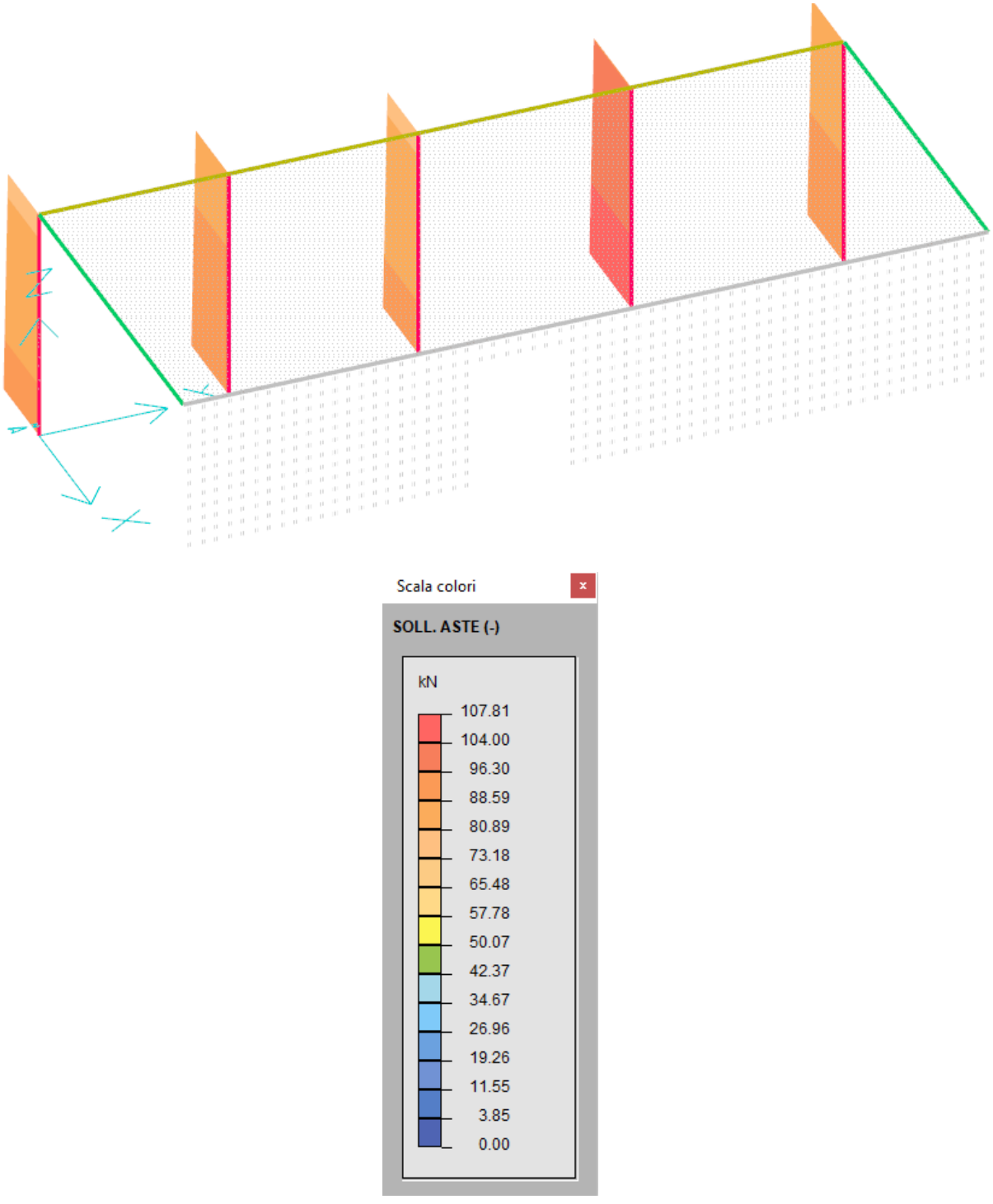


Figura 146 – Colonne – Sforzi assiali

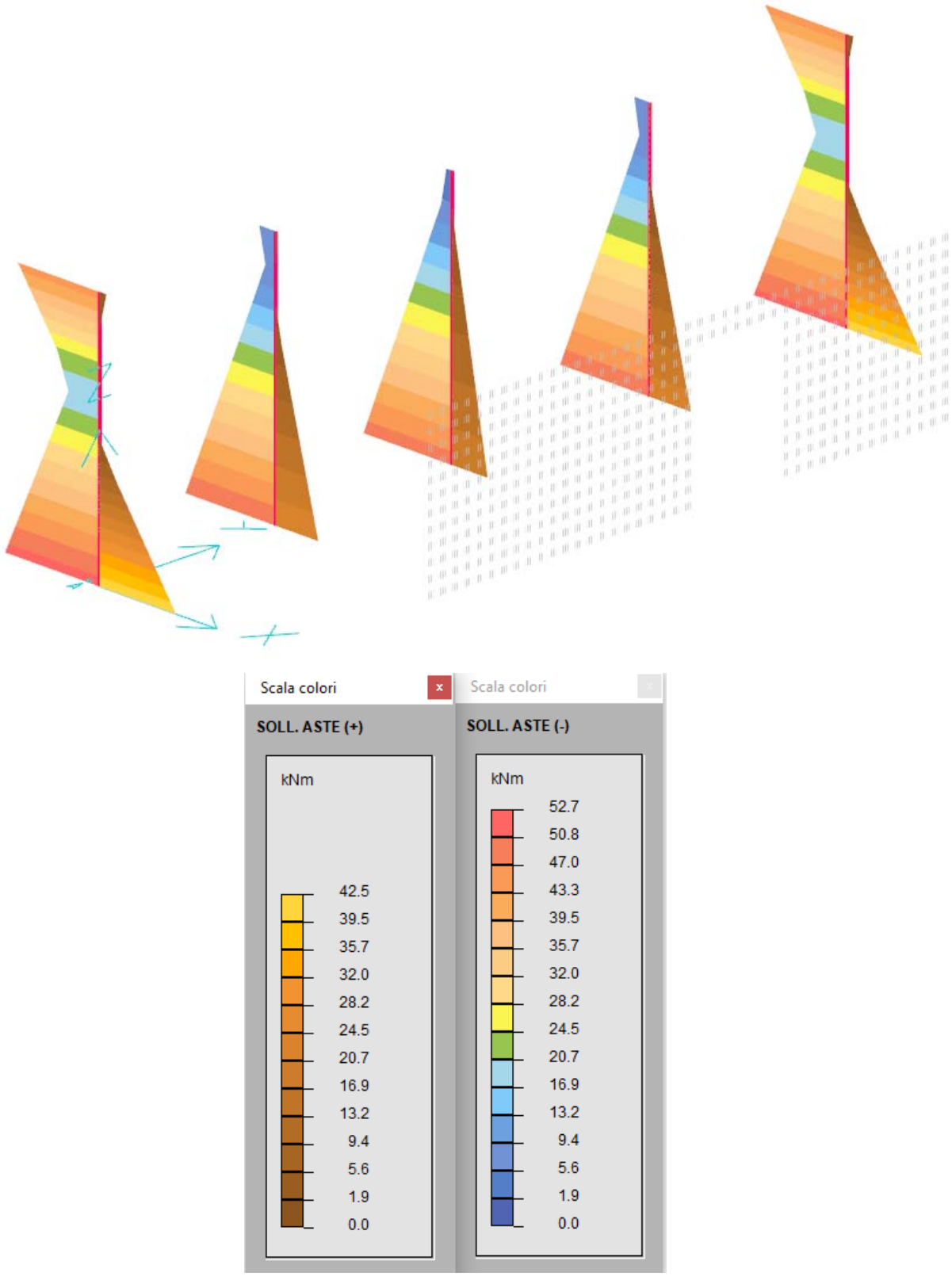


Figura 147 – Colonne – Momenti flettenti Mz

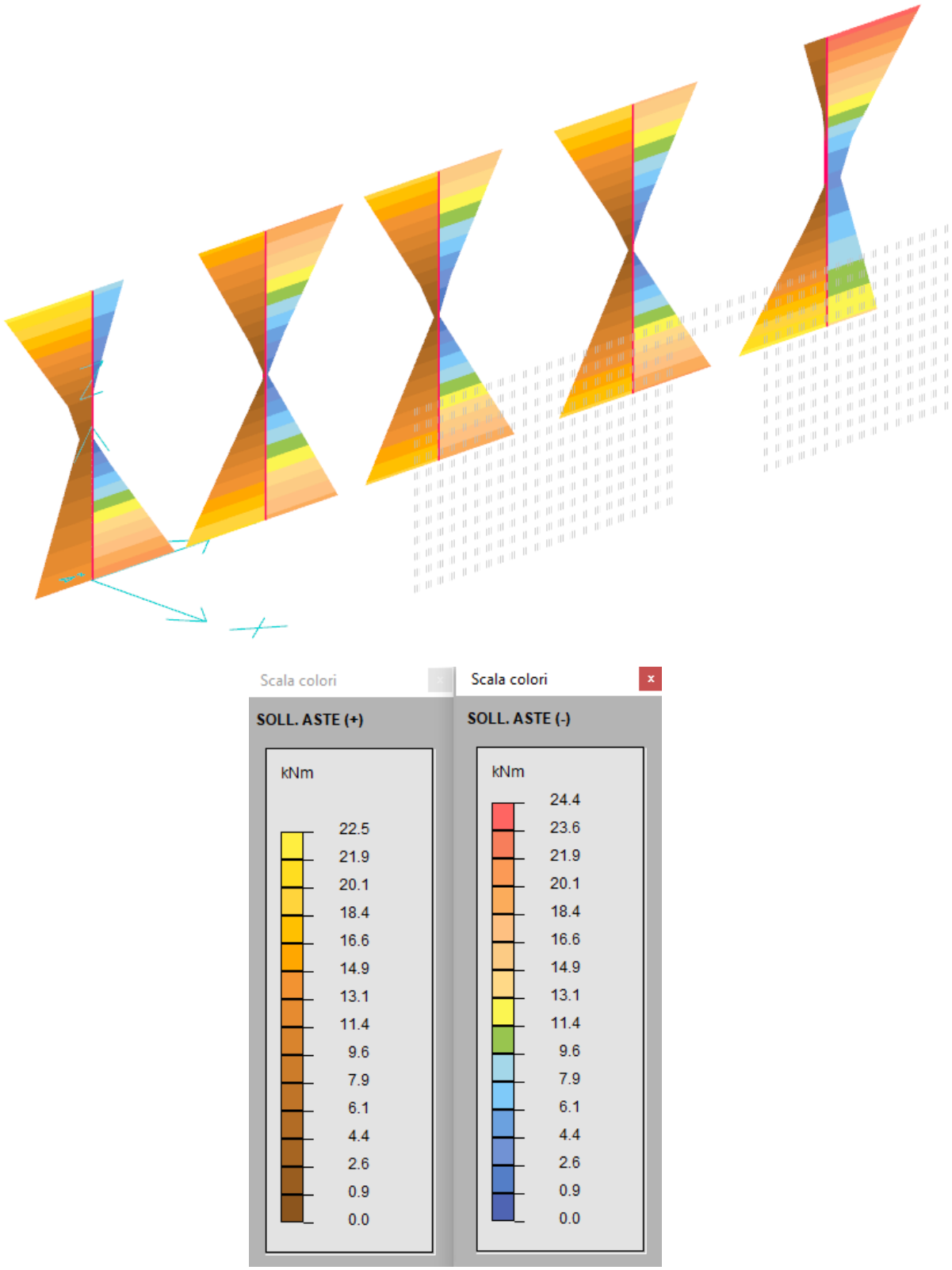


Figura 148 – Colonne – Momenti flettenti My

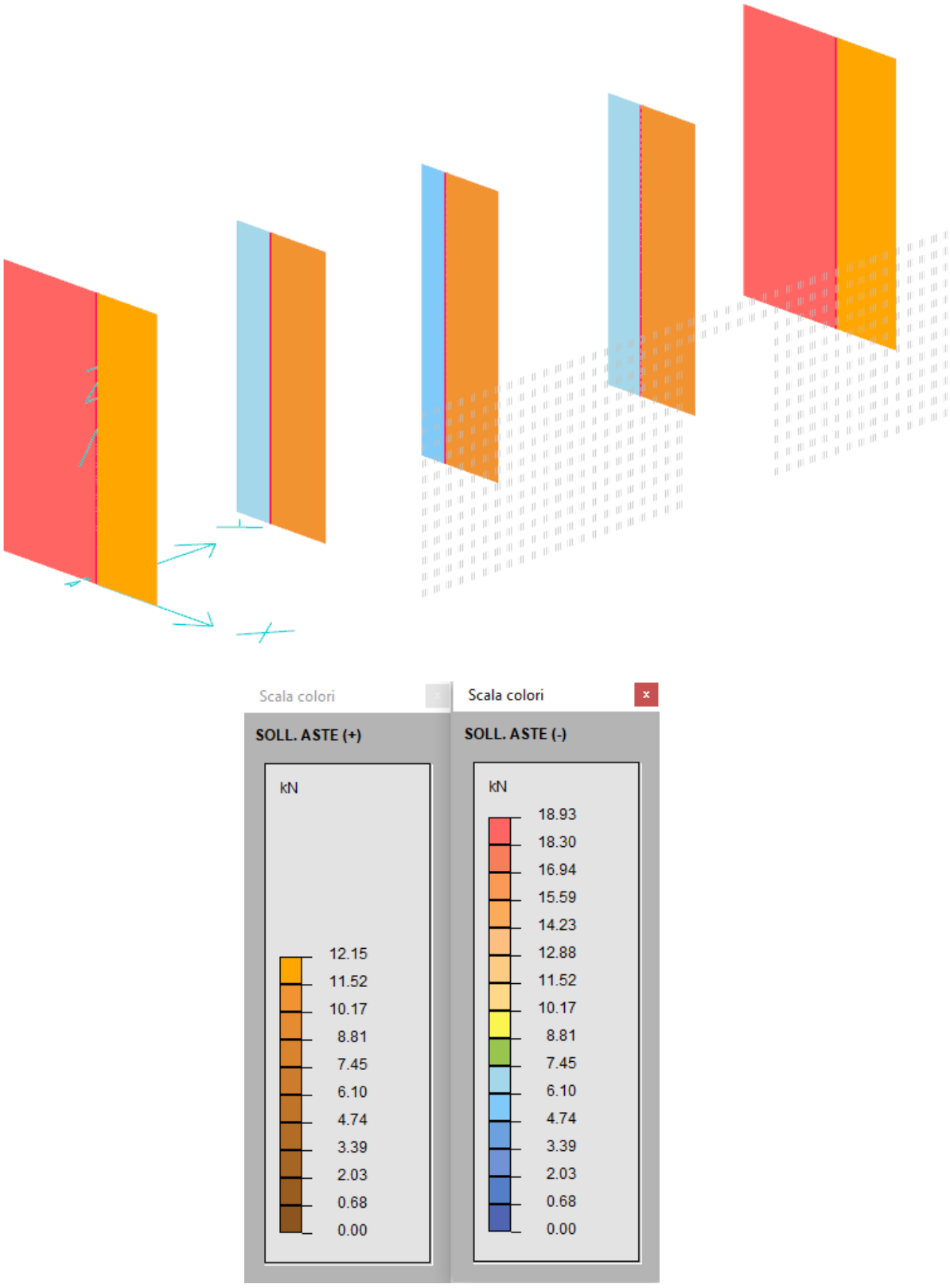


Figura 149 – Colonne – Tagli Ty

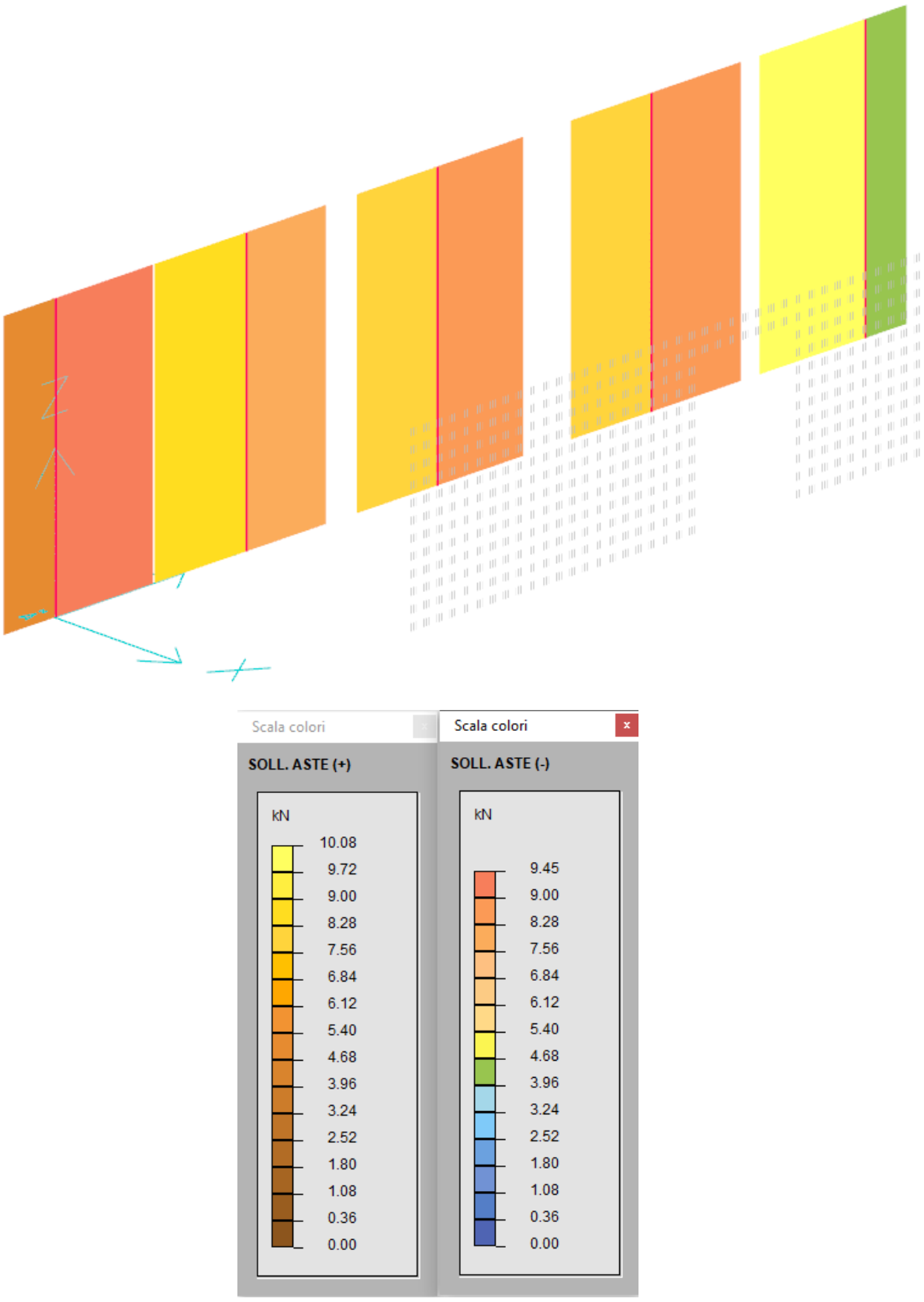


Figura 150 – Colonne – Tagli Tz

11.8 VERIFICHE

11.8.1 Verifica delle non linearità geometriche

Si valutano anche gli effetti delle non linearità geometriche, procedendo come indicato nel D.M. 17/01/2018, di cui si riporta un estratto:

Effetti delle non linearità geometriche
Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h} \qquad [7.3.3]$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo *SLV*, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a 1/(1−θ), quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

CONTROLLO RIGIDEZZE STRUTTURALI

CONTROLLO RIGIDEZZE STRUTTURALI

Quota del piano | 465.0 |[cm]

Rigidezza KX (/1000) | 3.550 |[kN/m]
Rigidezza KY (/1000) |5361000000.000 |[kN/m]

Rigidezza Ktors (/1e6)| 336.0209 |[kNm]

Xk (centro rigidezze) | 684.9 |[cm]
Yk (centro rigidezze) | 708.7 |[cm]

Xg (baricentro) | 271.5 |[cm]
Yg (baricentro) | 772.9 |[cm]

dimensione X | 686 |[cm]
dimensione Y | 1544 |[cm]
raggio rigidezza (rx) | 1 |[cm]
raggio rigidezza (ry) | 30764 |[cm]

raggio giratorio (ls) | 488 |[cm]

2° ordine (theta X) | 7.85 |[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y) | 0.00 |[%] ok (< 10%)

Percentuale dinamica X| 100.00 |[%]

Percentuale dinamica Y| 100.00 |[%]

Essendo i valori ottenuti **θ < 0.1** gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati e non si applica il relativo coefficiente moltiplicativo all'azione sismica.

11.8.2 Verifica a pressoflessione dei pilastri

Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pilastri per i casi di carico sismici e statici considerati.

La sezione, come si evince dagli elaborati progettuali, risulta armata a flessione con:

- 3+3 ϕ12

Secondo lo schema sotto riportato:

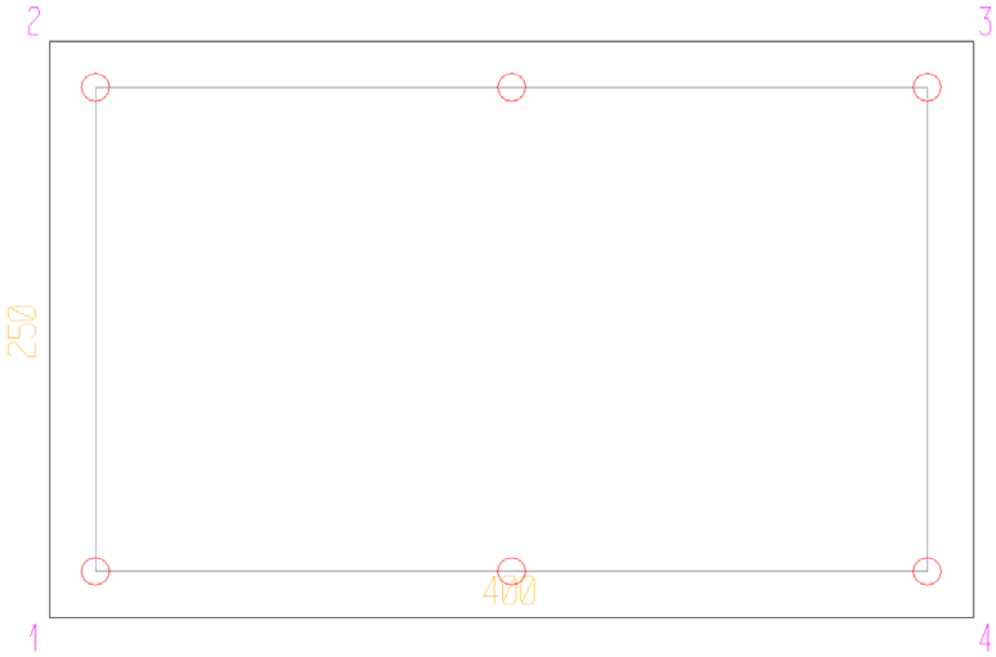
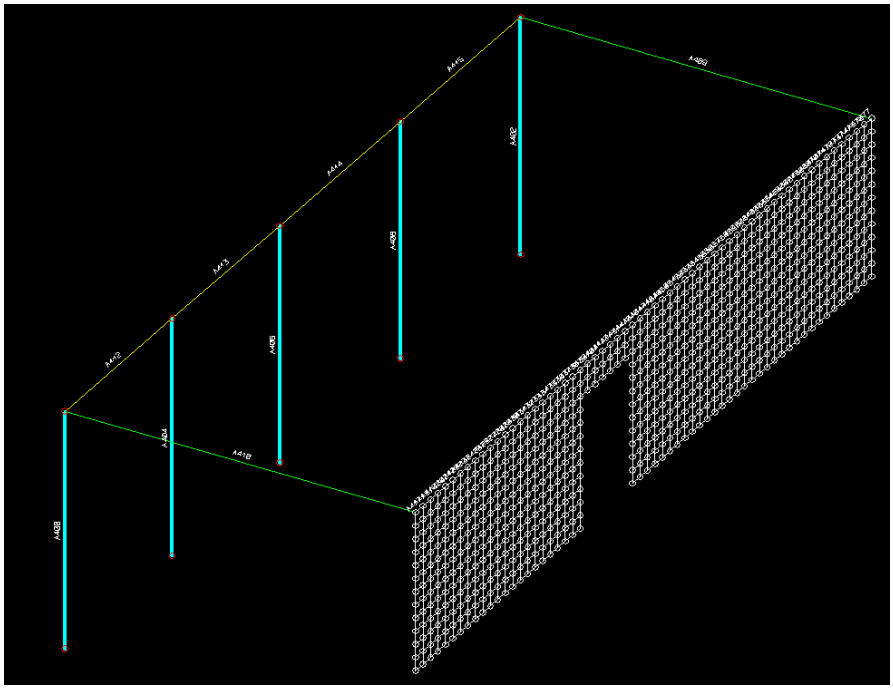


Figura 151 – Pilastri - Armatura



Modello 045_60

```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_60
Nome file      : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.   ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.   ; ftd = 391.304
(0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:                      Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1| -200.|    0.|         1| -180.|  230.|  12.  | 1.131 |
 1- 2| -200.|  250.|         2|    0.|  230.|  12.  | 1.131 |
 1- 3|  200.|  250.|         3|  180.|  230.|  12.  | 1.131 |
 1- 4|  200.|    0.|         4|  180.|   20.|  12.  | 1.131 |
                               5|    0.|   20.|  12.  | 1.131 |
                               6| -180.|   20.|  12.  | 1.131 |

                            SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=    0.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1
OK)
 1|     -144.1 |       -43.75  |        -1.0672|Caso 7.1-A406- P1   |Mz-:-43.75/-42.5568=1.028
 2|     -133.49|        42.3535|         7.6435|Caso 7.2-A402- P1   |Mz+:42.3535/15.2683=2.774
 3|     -122.98|       -30.3001|       -44.5703|Caso 6.1-A482- P9   |My+:-44.5703/-17.6725=2.522
 4|     -115.67|       -30.8236|        42.6563|Caso 6.1-A478- P9   |My+:42.6563/13.0463=3.2696
 5|    -1684.22|       -19.9486|          .7821|Caso 6.1-A408- P1   |N -:-1684.22/-183.5=9.1783

                                RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

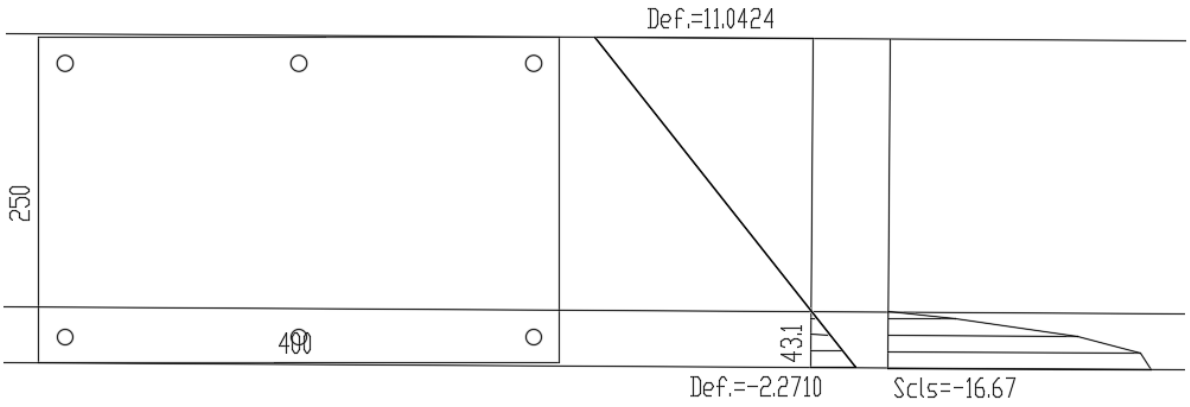
Sol.|  muz          |  muy          |  lambda       |
  1.|  .00052734876|  .00000324269| -.00220614525|
  2.| -.00050766509| -.00002294551|  .01059318678|
  3.|  .00020523331|  .00014448128| -.0006087614 |
  4.|  .0002231379 | -.00013844227| -.00073349756|
  5.|  .00011728388| -.00000146218| -.00346832146|

Deformazioni massime sui materiali:
      Cls                                  Acciaio lento
sol   vert.|D cls   |S cls   |Ve|         ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 1| -2.271 |  -16.67|si|            3.|  9.9812|  391.22|si|
  2    1- 3| -2.5574|  -16.67|si|            6.|  9.9909|  391.31|si|
  3    1- 1| -3.4984|  -16.67|si|            3.|  6.7123|  360.59|si|
  4    1- 4| -3.5023|  -16.67|no|            1.|  6.8906|  362.26|si|
  5    1- 4| -3.4976|  -16.67|si|            1.|  -.7445| -156.34|si|
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_60
Nome file    : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  125. (baricentro CLS)
Nd =   -144.1
Mdz=   -43.75
Mdy=   -1.0672
Mzult/Mdz=-43.75 / -42.5568 =1.02804
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
               fck=    30.
               fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
               fyk=   430.
               ftk=   540.
               ftd=   391.3   (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 5.273487555449654E-04
muy= 3.242689035465266-06
lam=-2.206145246993476-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  1| -200.|   0.1| -2.271  |  -16.67|si|
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr|Ver|
|  3| 180.1|  230.1|   12|   1.13| 9.98124| 391.22|si|

% ARMAT.: tesa= .34; comp.= .34; tot.= .68
```

LA VERIFICA IN FASE STATICA RISULTA SODDISFATTA CON Fs = 1.03

Modello 045_10

IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

SEZIONI ASTE O NODI

ASTE 400,400,402,404,406,40 TUTTE CERCA — ASTE — ASTE (5) ANALIZZATE :
PROGR. 1- 9 TUTTE
NODI 1 TUTTI CERCA — NODI
COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

SOLLECITAZIONI

CASI DI CARICO 3,4 TUTTI A
SESTETTI 0 TUTTI
CONDIZ. 0 TUTTI A
Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7

RICERCA IMPORTA CHIUDI — ELIMINA DOPPI AUTOMATICO — 0 NUMERO DECIMALI — ELIMINA PREESISTENTI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Con.	Asta	Prog.
Mdz -	-527000	-101018	-8169	-491	1215	3150	3	8	-	400	1
Mdz +	424949	31508	-8521	39	-1893	-3144	3	9	-	400	1
Mdy -	-102631	-244304	-8016	1008	315	-8517	4	1	-	402	9
Mdy +	-249155	224635	-9178	1008	315	-8517	4	1	-	402	1
Nor -	-3984	-203441	-10781	-870	-120	8910	4	16	-	408	1
Nor +	-178533	-83312	-6405	432	-127	-8579	4	5	-	400	9
Ecc.Z -	-101367	222451	-7704	-935	320	8464	4	14	-	400	9
Ecc.Z +	-102631	-244304	-8016	1008	315	-8517	4	1	-	402	9
Ecc.Y -	424949	31508	-8521	39	-1893	-3144	3	9	-	400	1
Ecc.Y +	-527000	-101018	-8169	-491	1215	3150	3	8	-	400	1
Tdz -	17468	-214891	-9123	-945	-551	8586	4	16	-	400	1
Tdz +	-249155	224635	-9178	1008	315	-8517	4	1	-	402	1
Tdy -	424949	31508	-8521	39	-1893	-3144	3	9	-	400	1
Tdy +	-527000	-101018	-8169	-491	1215	3150	3	8	-	400	1
Mt -	-212222	204177	-9624	875	380	-9028	4	1	-	404	1
Mt +	-55335	-188911	-9171	-775	14	9036	4	16	-	404	1

```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_10
Nome file      : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                 ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.   ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.   ; ftd = 391.304 (0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:                        Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1| -200.|    0.|         1| -180.|  230.|  12.   | 1.131 |
 1- 2| -200.|  250.|         2|    0.|  230.|  12.   | 1.131 |
 1- 3|  200.|  250.|         3|  180.|  230.|  12.   | 1.131 |
 1- 4|  200.|    0.|         4|  180.|   20.|  12.   | 1.131 |
                              5|    0.|   20.|  12.   | 1.131 |
```

```
                                6| -180.|   20.|  12.  | 1.131 |

                                  SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=  125.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
 1|      -81.69|       -36.9483|       -10.1018|Caso 3.8-A400- P1   |Mz-:-36.9483/-52.7= .7011
 2|      -85.21|        37.71  |         3.1508|Caso 3.9-A400- P1   |Mz+:37.71/42.4949= .8874
 3|      -80.16|       -10.2631|       -56.7735|Caso 4.1-A402- P9   |My+:-56.7735/-24.4304=2.3239
 4|      -91.78|       -24.9155|        46.25  |Caso 4.1-A402- P1   |My+:46.25/22.4635=2.0589
 5|    -1760.51|         -.3984|       -20.3441|Caso 4.16-A408- P1  |N -:-1760.51/-107.81=16.33

                                    RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz          |  muy          |  lambda       |
  1.|  .00048896933|  .00002993171| -.00179367703|
  2.| -.00050828113| -.00000941858|  .01084326467|
  3.|  .00009684284|  .00028914371|  .00256592986|
  4.|  .00018493709| -.00017787345|  .00005872288|
  5.|  .00000230019|  .00006741926| -.00215260028|

Deformazioni massime sui materiali:

      Cls                                  Acciaio lento
sol   vert.|D cls    |S cls    |Ve|        ferro|D ferri |S ferri |Ve|
  1    1- 1| -2.3923|  -16.67|si|           3.|  9.9914|  391.32|si|
  2    1- 3| -2.0521|  -16.67|si|           6.|  9.9962|  391.36|si|
  3    1- 1| -3.2169|  -16.67|si|           3.|  9.9979|  391.38|si|
  4    1- 4| -3.4987|  -16.67|si|           1.|  7.514 |  368.1 |si|
  5    1- 1| -3.501 |  -16.67|si|           3.|  -.8861| -186.09|si|
```

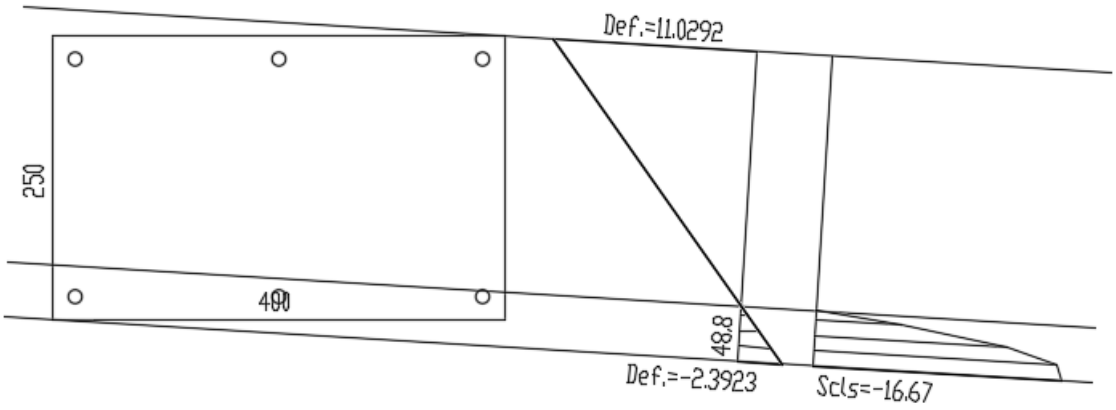
La sezione risulta NON VERIFICATA IN FASE SISMICA con Fattore di Sicurezza = 0.70

Seguono per completezza diagrammi di verifica.

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_10
Nome file : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 125. (baricentro CLS)
Nd = -81.69
Mdz= -36.9483
Mdy= -10.1018
Mzult/Mdz=-36.9483 / -52.7 =.70111

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 4.889693293166411E-04
muy= 2.993171264336681E-05
lam=-1.793677025101281E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Scls	Ivel
1	-200.	0.	-2.392311	-16.671	1

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

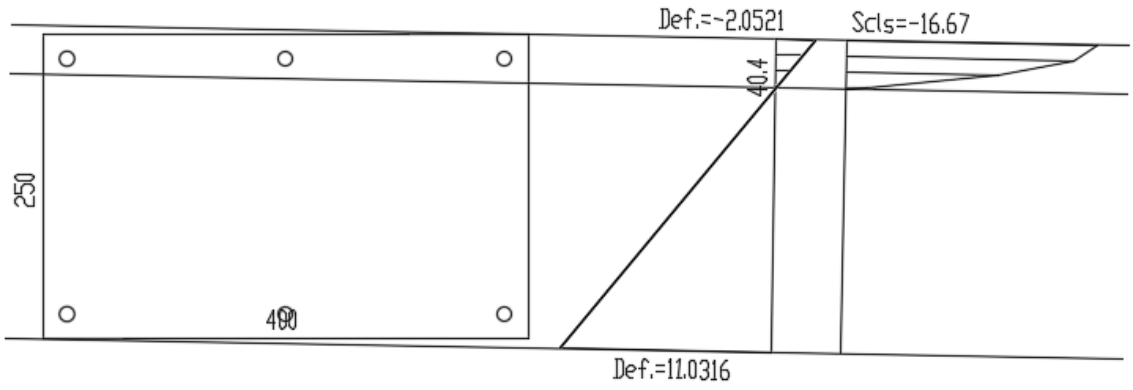
Iferl	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	Ivel
3	180.	230.	12	1.131	9.991391	391.321	1

% ARMAT.: tesa= .34; comp.= .34; tot.= .68

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_10
Nome file    : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  125. (baricentro CLS)
Nd =    -85.21
Mdz=    37.71
Mdy=    3.1508
Mzult/Mdz=37.71 / 42.4949 =.8874
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN, mm, kNm, N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-5.08281133888104E-04
muy=-9.41858280753121E-06
lam= 1.08432646702642E-02
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
Iver|   Z |   Y |  Dcls   |  Scls  IVe|
|  3|  200.|  250.| -2.05214|  -16.67|s|
```

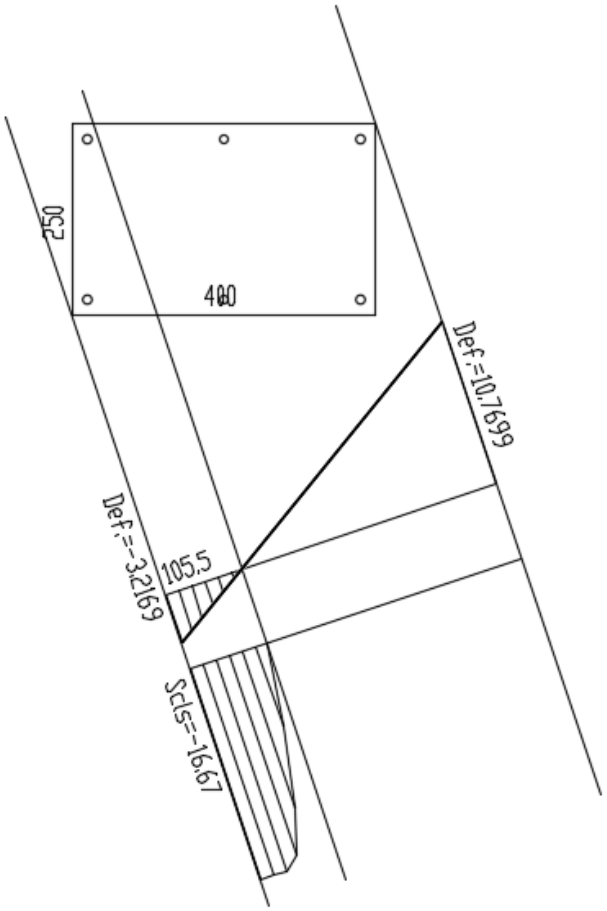
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
Ifer|   Z |   Y  Ø(mm)IAf(cm2)ID ferr| IS ferr IVe|
|  6| -180.|   20.|  12|  1.13| 9.99624|  391.36|s|

% ARMAT.: tesa= .34; comp.= .34; tot.= .68
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_10
Nome file    : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Ndl in z=     0.; y=  125. (baricentro CLS)
Ndl =    -80.16
Mdz=  -10.2631
Mdy=  -56.7735
Myult/Mdy=-56.7735 / -24.4304 = 2.32388628774242
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon)
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 9.68428365158865E-05
muy= 2.89143709009587E-04
lam= 2.56592985773706E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Vel
|  1| -200.|   0.| -3.21694|-16.671|1|
```

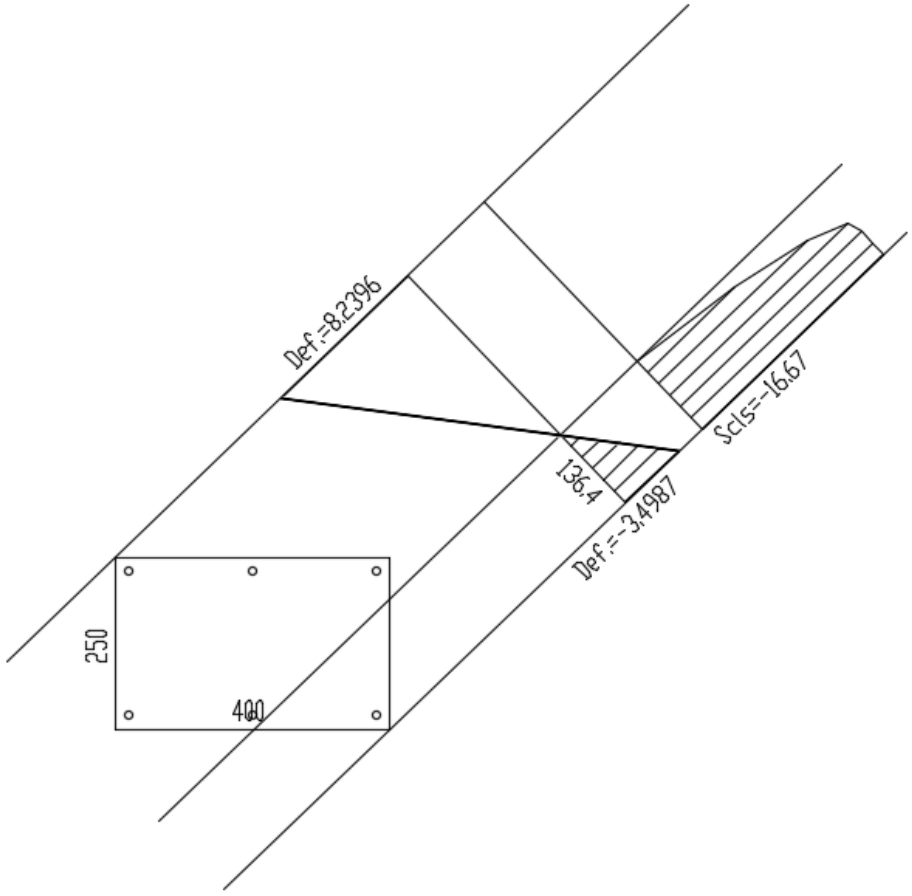
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Vel
|  3| 180.| 230.|   12|  1.13| 9.9979 |  391.38|1|
```

```
% ARMAT.: tesa= .45; comp.= .23; tot.= .68
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_10
Nome file    : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  125. (baricentro CLS)
Nd =    -91.78
Mdz=  -24.9155
Mdy=   46.25
Myult/Mdy=46.25 / 22.4635 = 2.05889677699379
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 1.849370922345 61E-04
muy=-1.778734517300 15E-04
lam= 5.87228810532211E-05
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  4|  200.|   0.| -3.49875|  -16.67|si|

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|Ferr|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
|   1| -180.|  230.|   12|  1.13| 7.514|   368.1 |si|

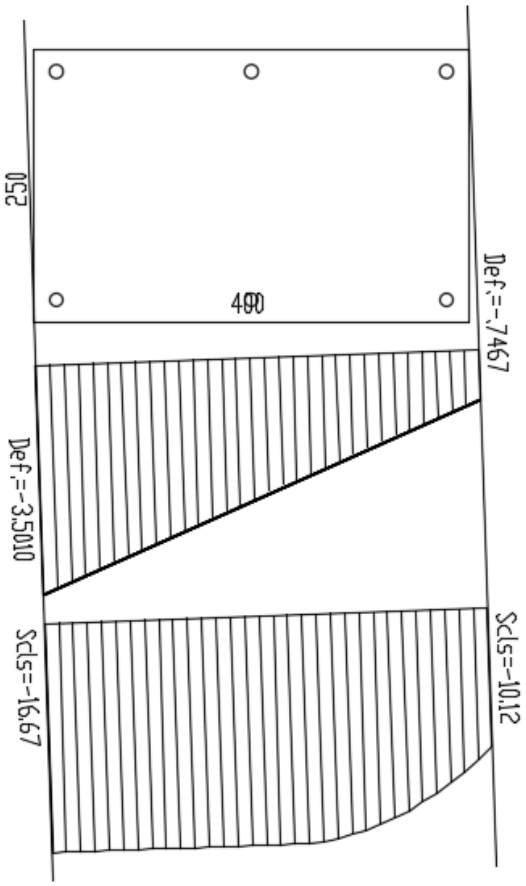
% ARMAT.: tesa= .57; comp.= .11; tot.= .68
```

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_10
Nome file : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 125. (baricentro CLS)
Nd = -1760.51
Mdz= -.3984
Mdy= -20.3441
Nult/Nd=-1760.51 / -107.81 = 16.3297362842472

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= Fe B44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 2.30018914268061E-06
muy= 6.74192568552805E-05
lam=-2.15260028477859E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iveri	Z	Y	Dcls	Scls	IVei
1	-200.	0.	-3.50099	-16.67	si

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferi	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	IVei
3	180.	230.	12	1.13	-.88615	-186.09	si

% ARMAT.: tesa= 0; comp.= .68; tot.= .68

11.8.3 Verifica a taglio dei pilastri

Dato il sistema di riferimento locale sotto riportato, si riportano le verifiche per i valori massimi di taglio per le due direzioni principali.

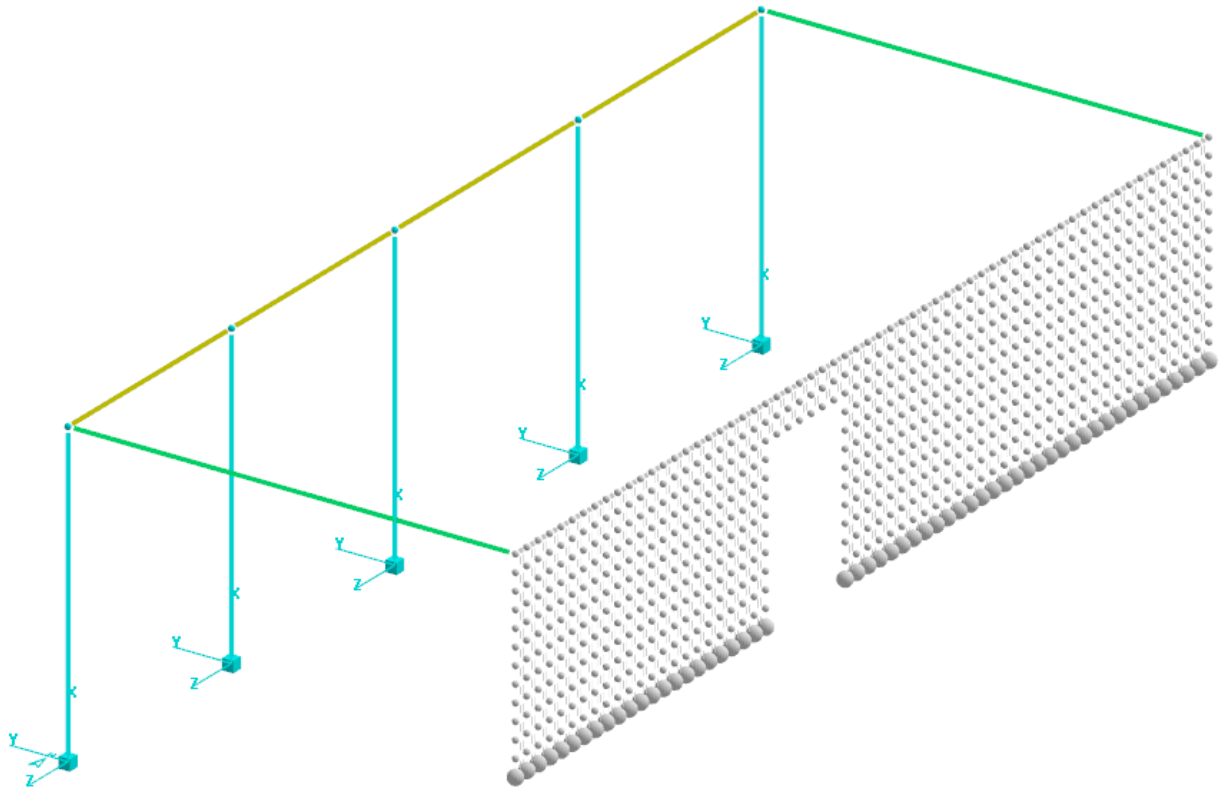


Figura 152 – Pilastri – Sistema di riferimento locale delle aste

I massimi valori di taglio sono pari a:

Modello 045_60 - STATICA		**Modello 045_10 - SISMICA**	
Ty [kN]	**Tz [kN]**	**Ty [kN]**	**Tz [kN]**
13.65	8.44	18.93	10.08

Le sezioni sono armate a taglio con staffe ϕ6/30 cm. Segue verifica.

Modello 045_60 - STATICHE

Direzione Y locale

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.
secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)
Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA
San Giusto Canavese
Pilastri Spogliatoi
Direzione Y locale
STATICA

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	400	mm	larghezza minima della sezione
H	250	mm	altezza sezione
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	339	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	300	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
ctg θ	2.50		1≤ctgθ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	13650	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

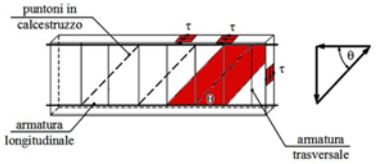
d	220	mm	altezza utile
Ac	100000	mm^2	area cls

3ϕ12

1ϕ6/30

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = 10.76 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.9535	≤2.0			
ρ_1	0.0039	≤0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.39		
Vmin	0.4778	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	43889 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	28736 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	227586 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	247.5 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	43889 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	3.22	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	28736 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 227586 N	> V_{Ed} = 13650 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =	16.67	OK

Direzione Z locale

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
Pilastri Spogliatoi
Direzione Z locale
STATICHE

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	250	mm	larghezza minima della sezione
H	400	mm	altezza sezione
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	226	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	300	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 $1 \le ctg\theta \le 2.5$ inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	8440	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	370	mm	altezza utile
Ac	100000	mm^2	area cls

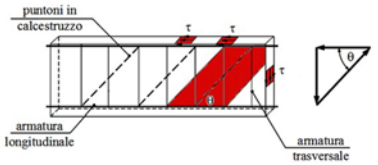
2ϕ12

1ϕ6/30

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = 13.65 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.7352	≤ 2.0			
ρ_1	0.0024	≤ 0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤ 0.2 fcd = 0.35		
Vmin	0.4000	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	37001 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	48329 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	239224 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	416.25 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1} =$	37001 N	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =$	4.38	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) =$	48329 N	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =$		
In ogni caso deve sempre risultare:		$V_{Rcd} =$ 239224 N > $V_{Ed} =$	8440 N	$Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =$	28.34	OK

Modello 045_10 - SISMICHE

Direzione Y locale

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	250	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	400	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	339	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	339	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	300	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	150	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	480	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	12	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50	$1 \le ctg\theta \le 2.5$	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	18930	N	forza di taglio nella sezione
x	62.5	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**
γ_{Rd}	1.1		fattore di sovraresistenza
L_V	2784	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **13.98** °

V_W	0.0	N	contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	62.5	mm	profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83	N/mm^2	resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358	N/mm^2	resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312	N/mm^2	
f_{cd}	13.89	N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2 ridotta
k	1.95	≤ 2.0	
ρ_0	0.0039	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0039	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.01		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78
ν_{min}	0.4778		fattore di efficienza
ω	0.07		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.07		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.000		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00012		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.132		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.051		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.39		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.61		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	8347 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rdl} =	42046 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	29059 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	189655 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	42046 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	247.5 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **2.22** OK

V_R = **42046 N** < $V_{Rcd,max}$ = **275000 N** OK

Direzione Z locale

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	400	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	250	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	339	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	339	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	300	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	150	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	480	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	12	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50	$1 \le ctg\theta \le 2.5$	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	10080	N	forza di taglio nella sezione
x	100	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**)
γ_{Rd}	1.1		fattore di sovraresistenza
L_V	2421	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **17.79** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	100.0 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.74	≤ 2.0	
ρ_0	0.0037	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0037	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.01		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.4000		fattore di efficienza
ω	0.06		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.06		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.001		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00007		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.069		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.041		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.60		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.40		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	8438 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	37927 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	48871 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	199353 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	37927 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	416.3 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **3.76** OK

V_R = 37927 N < **$V_{Rcd,max}$ = 289063 N** OK

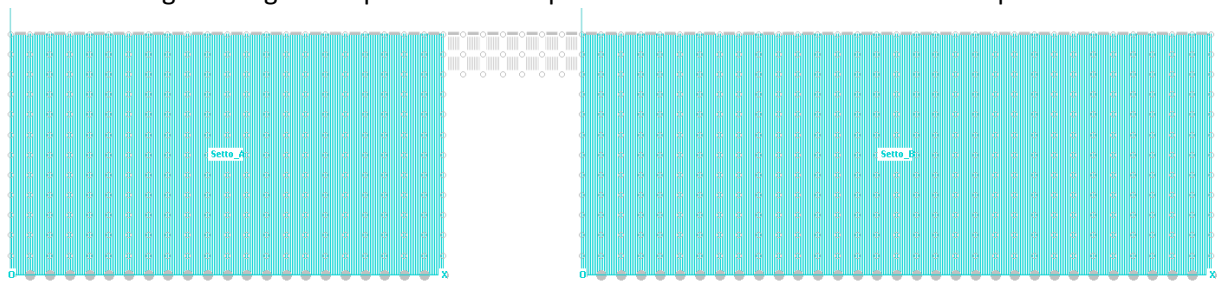
11.8.4 Verifica a pressoflessione dei setti

Si riportano le verifiche a pressoflessione dei setti per i casi di carico sismici a SLV considerati.

La sezione, come si evince dalla campagna indagini effettuata, risulta armata a flessione con:

- 1ϕ 4/15/15 per ogni singola faccia del pannello.

Le verifiche vengono eseguite sia per il setto A sia per il setto B secondo lo schema sotto riportato:



SETTO A

```
MACROGUSCIO Setto_A

VERIFICA ARMATURE EFFETTIVE (EFFETTO MEMBRANA + PIASTRA)

CASI DI CARICO: ->
    Nome  Descrizione
    3     SLU con SISMAX PRINC
    4     SLU con SISMAY PRINC

DATI:
   tensione di snervamento acciaio (fyk): 430     N/mm2
   coefficiente sicurezza acciaio       : 1.55
   deformazione ultima acciaio          : 9.99    per mille
   deformazione ultima cls              :  3.5    per mille
   rapporto rottura/snervamento      (k): 1.15
   resistenza cilindrica cls       (fck): 30      N/mm2
   coefficiente sicurezza cls           : 1.8
   copriferro inferiore  (asse armatura):  3      cm
   copriferro superiore  (asse armatura):  3      cm
   moltiplicatore sollecitazioni        :  1

LEGENDA:
   spess = spessore guscio. Verifica effettuata su sezione BxH, con B=1 cm e H="spess" cm
   Af    = area disposta al lembo teso, in cm2 al metro
   Afc   = area disposta al lembo compresso, in cm2 al metro
   Mom   = momento flettente [kNm/m]
   Nor   = sforzo normale [kN]
   epsC  = deformazione cls [per mille]
   epsF  = deformazione acciaio [per mille]
<-
   L'armatura è sufficiente se le deformazioni dei materiali sono ovunque minori delle
corrispondenti deformazioni ultime.

          |            INFERIORE ORIZZONTALE          |           INFERIORE VERTICALE             |
GUSCI|spess|  Af    Afc     Mom      Nor   epsC  epsF |  Af    Afc     Mom      Nor   epsC  epsF |
367  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.17 |<
368  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.17 |<
369  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.17 |<
370  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.18 |<
371  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.18 |<
372  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.19 |<
373  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.19 |<
374  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.20 |<
375  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.20 |<
376  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.20 |<
377  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.20 |<
378  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.11 | 0.86  0.86       1.       0.  0.06  0.20 |<
379  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.02 | 0.86  0.86       1.       0.  0.05  0.20 |<
380  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.03 | 0.86  0.86       1.       0.  0.05  0.19 |<
```

381	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	|
382	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.03	|
383	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	|
384	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
385	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	|
386	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	|
387	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	|
388	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	|
428	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	|
429	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	|
430	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	|
431	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	|
432	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
433	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
434	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
435	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
436	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
437	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
438	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
439	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.20	|
440	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
441	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	|
442	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|
443	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.03	|
444	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|
445	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
446	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
447	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
448	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	|
449	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	|
489	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	|
490	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	|
491	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	|
492	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	|
493	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
494	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
495	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
496	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
497	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
498	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
499	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.20	|
500	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
501	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	|
502	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|
503	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	|
504	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.08	|
505	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.08	|
506	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	|
507	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
508	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
509	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
510	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|
550	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	|
551	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	|
552	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	|
553	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
554	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
555	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
556	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
557	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
558	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.20	|
559	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.20	|
560	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	|
561	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|
562	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	|
563	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	|
564	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	|
565	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	|
566	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.08	|
567	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	|
568	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	|
569	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
570	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
571	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
611	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	|
612	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	|
613	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	|
614	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	|
615	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
616	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
617	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	|
618	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.20	|
619	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	|

620	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	
621	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	
622	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
623	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
624	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
625	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
626	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
627	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	
628	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	
629	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	
630	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	
631	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	
632	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	
672	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	
673	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	
674	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	
675	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	
676	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	
677	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	
678	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	
679	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	
680	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
681	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
682	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
683	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
684	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
685	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
686	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
687	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
688	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
689	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	
690	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
691	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
692	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
693	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.02	
733	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.16	
734	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	
735	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	
736	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	
737	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	
738	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	
739	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	
740	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
741	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
742	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
743	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
744	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
745	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
746	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
747	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
748	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
749	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
750	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
751	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
752	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
753	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	
754	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.17	
794	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.15	
795	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17	
796	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18	
797	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	
798	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	
799	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
800	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
801	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
802	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
803	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
804	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
805	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
806	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
807	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
808	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
809	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
810	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
811	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
812	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
813	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
814	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
815	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
855	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.14	
856	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.15	
857	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.15	
858	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	

859	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
860	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
861	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
862	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
863	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
864	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
865	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
866	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
867	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
868	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
869	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
870	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
871	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
872	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
873	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
874	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
875	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
876	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	
916	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.13	
917	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.13	
918	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
919	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
920	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	
921	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
922	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
923	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
924	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
925	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
926	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
927	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
928	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
929	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
930	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
931	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
932	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
933	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	
934	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
935	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
936	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
937	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
977	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.25	0.86	0.86	0.	-1.	0.05	0.10	
978	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	
979	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
980	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.05	
981	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
982	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	
983	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
984	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
985	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
986	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
987	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
988	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
989	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
990	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
991	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
992	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
993	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	
994	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
995	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.03	
996	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
997	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
998	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
1038	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.31	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.02	
1039	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.22	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.03	
1040	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	
1041	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.05	
1042	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
1043	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	
1044	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
1045	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
1046	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
1047	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
1048	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
1049	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
1050	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
1051	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
1052	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	
1053	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
1054	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1055	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1056	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	
1057	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	
1058	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.03	

		SUPERIORE ORIZZONTALE						SUPERIORE VERTICALE					
GUSCI	spess	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF
1059	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.16	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.03
367	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17
368	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17
369	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18
370	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18
371	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19
372	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19
373	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19
374	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
375	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
376	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
377	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
378	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.20
379	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.20
380	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
381	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.04
382	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16
383	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18
384	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18
385	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18
386	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18
387	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
388	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
428	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17
429	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17
430	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18
431	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18
432	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19
433	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19
434	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
435	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
436	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
437	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
438	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
439	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
440	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13
441	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07
442	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07
443	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16
444	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18
445	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18
446	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
447	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
448	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
449	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16
489	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.17
490	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18
491	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18
492	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19
493	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19
494	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
495	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
496	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
497	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
498	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19
499	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15
500	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11
501	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07
502	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07
503	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.02
504	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11
505	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.18
506	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
507	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
508	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17
509	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16
510	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16
550	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18
551	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18
552	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19
553	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19
554	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
555	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
556	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
557	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20
558	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19
559	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15
560	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11
561	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07
562	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07

563	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07	
564	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	
565	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
566	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
567	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	
568	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16	
569	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16	
570	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16	
571	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16	
611	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	
612	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	
613	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	
614	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	
615	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	
616	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	
617	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.19	
618	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	
619	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
620	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	
621	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
622	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
623	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
624	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
625	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
626	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
627	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
628	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	
629	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.16	
630	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.16	
631	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.15	
632	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.16	
672	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	
673	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	
674	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	
675	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	
676	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.20	
677	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	
678	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
679	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07	
680	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
681	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
682	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
683	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
684	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
685	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
686	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	
687	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
688	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
689	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.18	
690	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.17	
691	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
692	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
693	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
733	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	
734	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	
735	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.19	
736	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	
737	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
738	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	
739	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
740	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
741	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
742	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
743	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
744	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
745	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
746	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
747	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
748	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	
749	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
750	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
751	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.17	
752	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.17	
753	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
754	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.16	
794	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	
795	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	
796	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.17	
797	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
798	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
799	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
800	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
801	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	

802	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|
803	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|
804	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|
805	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|
806	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|
807	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|
808	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
809	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
810	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	|
811	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	|
812	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	|
813	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	|
814	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	|
815	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	|
855	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.07	0.18	|
856	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	0.	0.06	0.18	|
857	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.16	|
858	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	|
859	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
860	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
861	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
862	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
863	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
864	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
865	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|
866	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
867	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
868	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
869	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
870	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
871	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
872	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
873	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|
874	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	|
875	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	|
876	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|
916	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.07	0.17	|
917	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.15	|
918	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|
919	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
920	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
921	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
922	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
923	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
924	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
925	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
926	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
927	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
928	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
929	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
930	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
931	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
932	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
933	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
934	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	|
935	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
936	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.01	|
937	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.02	|
977	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	1.	-1.	0.07	0.15	|
978	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	1.	0.	0.05	0.14	|
979	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	|
980	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
981	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
982	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
983	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
984	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
985	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
986	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
987	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
988	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
989	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
990	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
991	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
992	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	|
993	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	|
994	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	|
995	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
996	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	|
997	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
998	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	|
1038	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.28	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.09	|
1039	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.19	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.05	|
1040	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.02	|

```
1041 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.07 | 0.86  0.86       0.       0.  0.01  0.04 |<
1042 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.04 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.09 |<
1043 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.03 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.10 |<
1044 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.02 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.10 |<
1045 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.05 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.10 |<
1046 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.11 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.10 |<
1047 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.10 |<
1048 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.10 |<
1049 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.10 |<
1050 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.10 |<
1051 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       0.       0.  0.03  0.10 |<
1052 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       0.       0.  0.03  0.10 |<
1053 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       0.       0.  0.03  0.11 |<
1054 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.14 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.10 |<
1055 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.14 | 0.86  0.86       0.       0.  0.02  0.05 |<
1056 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.14 | 0.86  0.86       0.       0.  0.01  0.02 |<
1057 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.86  0.86       0.       0.  0.01  0.02 |<
1058 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.14 | 0.86  0.86       0.       0.  0.01  0.02 |<
1059 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.10 | 0.86  0.86       0.       0.  0.01  0.02 |<
```

SETTO B

```
MACROGUSCIO Setto_B

VERIFICA ARMATURE EFFETTIVE (EFFETTO MEMBRANA + PIASTRA)

CASI DI CARICO: ->
    Nome  Descrizione
    3     SLU con SISMAX PRINC
    4     SLU con SISMAY PRINC

DATI:
   tensione di snervamento acciaio (fyk): 430     N/mm2
   coefficiente sicurezza acciaio       : 1.38
   deformazione ultima acciaio          : 9.99    per mille
   deformazione ultima cls              :  3.5    per mille
   rapporto rottura/snervamento     (k): 1.15
   resistenza cilindrica cls      (fck): 30      N/mm2
   coefficiente sicurezza cls           : 1.8
   copriferro inferiore  (asse armatura):  3      cm
   copriferro superiore  (asse armatura):  3      cm
   moltiplicatore sollecitazioni        :  1

LEGENDA:
   spess = spessore guscio. Verifica effettuata su sezione BxH, con B=1 cm e H="spess" cm
   Af    = area disposta al lembo teso, in cm2 al metro
   Afc   = area disposta al lembo compresso, in cm2 al metro
   Mom   = momento flettente [kNm/m]
   Nor   = sforzo normale [kN]
   epsC  = deformazione cls [per mille]
   epsF  = deformazione acciaio [per mille]
<-
   L'armatura è sufficiente se le deformazioni dei materiali sono ovunque minori delle
corrispondenti deformazioni ultime.

          |            INFERIORE ORIZZONTALE          |           INFERIORE VERTICALE             |
GUSCI|spess|  Af    Afc     Mom      Nor   epsC  epsF |  Af    Afc     Mom      Nor   epsC  epsF |
396  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       1.       0.  0.06  0.19 |<
397  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       1.       0.  0.06  0.19 |<
398  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       1.       0.  0.06  0.20 |<
399  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       1.       0.  0.06  0.20 |<
400  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       1.       0.  0.05  0.20 |<
401  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       1.       0.  0.05  0.20 |<
402  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       1.       0.  0.05  0.19 |<
403  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.04  0.15 |<
404  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.04  0.11 |<
405  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.09 |<
406  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.09 |<
407  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.09 |<
408  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.09 |<
409  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.09 |<
410  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.09 |<
411  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.09 |<
412  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.09 |<
413  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.09 |<
414  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.12 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.08 |<
415  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.13 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.08 |<
```

416	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	<
417	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
418	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
419	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
420	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	<
421	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.18	<
422	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	<
423	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	<
424	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.20	<
425	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	<
426	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	<
427	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	<
457	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.19	<
458	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	<
459	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	<
460	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	<
461	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.20	<
462	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
463	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
464	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	<
465	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
466	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
467	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
468	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
469	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
470	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
471	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
472	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
473	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
474	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
475	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
476	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.04	<
477	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
478	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
479	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
480	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
481	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
482	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.18	<
483	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	<
484	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.04	<
485	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	<
486	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	<
487	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	<
488	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	<
518	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	<
519	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	<
520	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	<
521	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	<
522	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
523	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.16	<
524	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
525	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
526	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
527	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
528	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
529	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
530	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
531	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
532	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
533	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
534	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
535	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
536	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
537	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
538	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	<
539	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	<
540	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.20	<
541	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.20	<
542	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
543	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.19	<
544	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.18	<
545	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	<
546	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	<
547	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	<
548	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	<
549	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	<
579	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	<
580	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	<
581	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	<
582	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	<
583	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	<
584	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.16	<
585	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<

586	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
587	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
588	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
589	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
590	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
591	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
592	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
593	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
594	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
595	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
596	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
597	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
598	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
599	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
600	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
601	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
602	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	
603	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.20	
604	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	
605	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.19	
606	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	
607	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.04	
608	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
609	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	
610	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	
640	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	
641	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	
642	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	
643	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.20	
644	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	
645	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
646	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
647	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
648	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
649	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
650	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
651	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
652	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
653	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
654	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
655	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
656	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
657	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
658	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
659	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
660	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
661	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
662	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
663	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
664	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
665	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	
666	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	
667	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.19	
668	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	
669	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
670	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	
671	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.22	
701	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.21	
702	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	
703	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.20	
704	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	
705	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
706	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
707	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
708	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
709	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
710	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
711	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
712	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
713	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
714	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
715	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
716	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
717	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
718	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
719	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
720	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
721	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
722	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
723	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
724	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
725	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
726	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	

727	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
728	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	
729	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	
730	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.05	
731	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.19	
732	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.22	
762	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.20	
763	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
764	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	
765	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
766	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
767	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
768	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
769	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
770	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
771	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
772	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
773	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
774	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
775	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
776	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
777	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
778	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
779	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
780	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
781	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
782	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
783	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
784	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
785	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
786	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
787	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
788	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
789	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
790	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.15	
791	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.05	
792	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.19	
793	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.07	0.21	
823	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
824	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
825	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	
826	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
827	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
828	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
829	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
830	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
831	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
832	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
833	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
834	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
835	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
836	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
837	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
838	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
839	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
840	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
841	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
842	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
843	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
844	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
845	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
846	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
847	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
848	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
849	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
850	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
851	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
852	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.06	
853	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.18	
854	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.07	0.21	
884	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
885	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	
886	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
887	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	
888	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	
889	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	
890	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	
891	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
892	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
893	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
894	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
895	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
896	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	

897	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
898	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
899	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
900	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
901	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
902	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
903	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
904	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
905	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
906	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
907	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
908	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
909	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
910	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
911	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
912	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
913	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.04	<
914	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.12	<
915	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.07	0.20	<
945	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
946	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
947	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
948	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
949	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
950	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
951	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
952	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
953	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
954	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
955	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
956	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
957	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
958	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
959	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
960	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
961	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
962	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
963	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
964	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
965	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
966	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
967	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
968	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
969	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
970	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
971	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
972	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
973	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
974	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	<
975	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.06	<
976	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.16	<
1006	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1007	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1008	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	<
1009	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1010	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1011	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1012	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1013	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1014	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
1015	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
1016	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1017	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
1018	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
1019	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
1020	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
1021	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
1022	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
1023	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1024	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
1025	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	<
1026	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
1027	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
1028	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
1029	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
1030	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1031	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1032	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1033	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1034	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1035	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	<
1036	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	<
1037	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.07	0.16	<

1067	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|
1068	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	|
1069	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	|
1070	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	|
1071	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|
1072	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
1073	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|
1074	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	|
1075	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|
1076	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1077	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|
1078	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|
1079	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|
1080	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|
1081	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|
1082	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1083	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1084	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1085	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1086	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1087	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1088	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1089	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1090	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
1091	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|
1092	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|
1093	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
1094	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|
1095	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	|
1096	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	|
1097	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.17	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|
1098	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.23	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.06	|

		SUPERIORE ORIZZONTALE						SUPERIORE VERTICALE						
GUSCI	spess	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	
396	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
397	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
398	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
399	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
400	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
401	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
402	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
403	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|
404	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|
405	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
406	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
407	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
408	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
409	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
410	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
411	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
412	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
413	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	|
414	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
415	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
416	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
417	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
418	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
419	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
420	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
421	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
422	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	|
423	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	|
424	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	|
425	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	|
426	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
427	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|
457	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
458	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
459	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
460	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
461	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
462	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
463	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
464	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|
465	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	|
466	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.07	|
467	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.07	|
468	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.07	|
469	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
470	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
471	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
472	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|

473	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
474	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
475	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
476	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
477	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|
478	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
479	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
480	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
481	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
482	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
483	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	|
484	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.03	|
485	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
486	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	|
487	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
488	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	|
518	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|
519	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
520	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
521	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
522	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
523	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
524	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|
525	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	|
526	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
527	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
528	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
529	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
530	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
531	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
532	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
533	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
534	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
535	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
536	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
537	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|
538	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|
539	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.07	|
540	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|
541	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
542	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
543	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
544	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
545	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	|
546	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.03	|
547	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
548	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	|
549	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.06	0.20	|
579	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|
580	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|
581	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|
582	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
583	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
584	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
585	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|
586	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	|
587	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
588	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
589	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
590	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
591	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
592	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
593	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
594	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
595	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
596	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
597	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
598	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
599	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|
600	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.04	|
601	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.07	|
602	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
603	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
604	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
605	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	|
606	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	|
607	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.03	|
608	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|
609	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
610	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	|
640	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|
641	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|
642	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	|

643	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
644	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
645	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
646	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
647	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
648	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
649	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
650	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
651	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
652	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
653	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
654	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
655	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
656	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
657	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
658	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
659	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
660	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
661	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
662	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.04	
663	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	
664	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
665	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	
666	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	
667	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
668	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.03	
669	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
670	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
671	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
701	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
702	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
703	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	
704	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
705	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.19	
706	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	
707	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
708	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
709	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
710	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
711	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
712	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
713	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
714	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
715	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
716	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
717	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
718	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
719	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
720	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
721	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
722	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
723	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
724	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
725	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.03	
726	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	
727	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
728	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	
729	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
730	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
731	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	
732	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	
762	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.16	
763	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
764	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
765	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	
766	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.17	
767	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
768	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
769	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
770	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
771	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
772	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
773	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
774	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
775	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
776	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
777	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
778	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
779	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
780	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
781	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
782	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
783	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	

784	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
785	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
786	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
787	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
788	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	|<
789	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.07	|<
790	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|<
791	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.03	|<
792	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	|<
793	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	|<
823	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	|<
824	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	|<
825	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.17	|<
826	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	|<
827	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
828	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
829	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
830	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
831	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
832	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
833	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
834	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
835	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
836	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
837	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
838	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
839	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
840	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
841	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
842	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
843	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
844	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
845	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
846	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
847	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
848	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.04	|<
849	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.04	|<
850	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	|<
851	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
852	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	|<
853	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.14	|<
854	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	|<
884	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
885	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
886	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|<
887	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
888	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
889	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
890	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
891	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
892	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
893	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
894	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
895	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
896	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
897	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
898	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
899	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
900	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
901	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
902	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
903	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
904	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
905	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
906	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
907	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
908	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
909	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
910	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
911	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
912	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|<
913	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	|<
914	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.13	|<
915	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.14	|<
945	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	|<
946	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|<
947	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
948	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
949	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
950	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
951	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
952	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
953	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<

954	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
955	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
956	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
957	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
958	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
959	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
960	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
961	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
962	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
963	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
964	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
965	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
966	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
967	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
968	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
969	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
970	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
971	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
972	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
973	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
974	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	|<
975	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.09	|<
976	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.11	|<
1006	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1007	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1008	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1009	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1010	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1011	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1012	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1013	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1014	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1015	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1016	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1017	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1018	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1019	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1020	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1021	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1022	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1023	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1024	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1025	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1026	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1027	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1028	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1029	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1030	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1031	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1032	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1033	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1034	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1035	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1036	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.08	|<
1037	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.25	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.09	|<
1067	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	|<
1068	15	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	|<
1069	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1070	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1071	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|<
1072	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	|<
1073	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	|<
1074	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1075	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.14	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1076	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1077	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1078	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1079	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1080	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1081	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1082	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1083	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1084	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1085	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1086	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1087	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	|<
1088	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.13	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1089	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.12	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1090	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1091	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.11	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1092	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1093	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1094	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<

```
1095 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.07 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.07 |<
1096 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.07 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.06 |<
1097 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.14 | 0.85  0.85       0.       0.  0.02  0.02 |<
1098 |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.34 | 0.85  0.85       0.       0.  0.03  0.02 |<
```

TUTTE LE VERIFICHE RISULTANO SODDISFATTE

11.8.5 Verifica a taglio dei setti

Si riportano, per i setti A e B, le sommatorie dei valori delle reazioni vincolari ottenute per i casi di carico sismici a SLV.

Tipologia elemento	**TAGLI (fuori piano)** **in direzione X globale [kN]**	**TAGLI (nel piano)** **in direzione Y globale [kN]**
Setto A	3.09	22.47
Setto B	3.25	32.86

Seguono le verifiche considerando le seguenti sezioni resistenti:

Setto A: 555 cm x 10 cm

Setto B: 810 cm x 10 cm

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
Setto A
Direzione X globale

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	5550	mm	larghezza minima della sezione
H	100	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	83.73	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	12.56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	150	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctg θ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	3090	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
αcc	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	80	mm	altezza utile
Ac	555000	mm^2	area cls

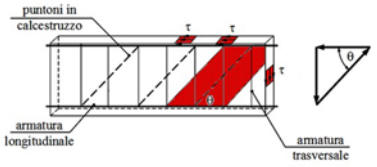
1ϕ4/15/15

1ϕ4/15

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = 1.92 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	2.0000	≤2.0			
ρ_1	0.0002	≤0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.40		
Vmin	0.4950	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} = 219769 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} = 4687 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} = 1148276 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l = 90 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	219769 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	71.12	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	4687 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 1148276 N >	V_{Ed} = 3090 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =	371.61	OK

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
Setto A
Direzione Y globale

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	100	mm	larghezza minima della sezione
H	5550	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	83.73	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	12.56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	150	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctg θ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	22470	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
αcc	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	5530	mm	altezza utile
Ac	555000	mm^2	area cls

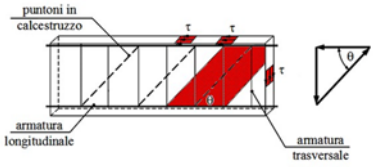
1ϕ4/15/15

1ϕ4/15

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = 14.48 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.1902	≤2.0			
ρ_1	0.0002	≤0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.24		
Vmin	0.2272	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	125655 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	324016 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	1430172 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	6221.25 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	125655 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	5.59	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	324016 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 1430172 N >	V_{Ed} = 22470 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =	63.65	OK

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
Setto B
Direzione X globale

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	8100	mm	larghezza minima della sezione
H	100	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	83.73	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	12.56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	150	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 $1 \le ctg\theta \le 2.5$ inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	3250	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	80	mm	altezza utile
Ac	810000	mm^2	area cls

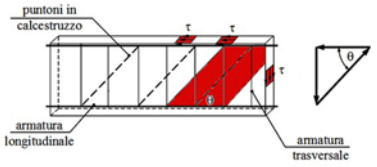
1ϕ4/15/15

1ϕ4/15

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = 1.59 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	2.0000	≤ 2.0			
ρ_1	0.0001	≤ 0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤ 0.2 fcd = 0.40		
Vmin	0.4950	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	320744 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	4687 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	1675862 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	90 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	320744 N	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ =	98.69	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	4687 N	$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 1675862 N > V_{Ed} =	3250 N	$Fs = V_{Rcd}/V_{Ed}$ =	515.65	OK

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
Setto B
Direzione Y globale

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	100	mm	larghezza minima della sezione
H	8100	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	83.73	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	12.56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	150	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctg θ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	32860	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	8080	mm	altezza utile
Ac	810000	mm^2	area cls

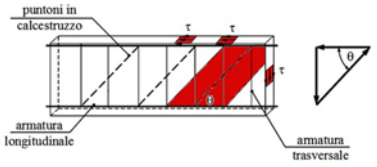
1ϕ4/15/15

1ϕ4/15

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **14.48** °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.1573	≤2.0			
ρ_1	0.0001	≤0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.23		
Vmin	0.2179	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	176049 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	473427 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	2089655 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	9090 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	176049 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} = 5.36	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	473427 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 2089655 N >	V_{Ed} = 32860 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} = 63.59	OK

11.8.6 Verifica fondazioni

Per quanto riguarda la verifica delle fondazioni, si rimanda agli interventi in progetto, ciò in considerazione del fatto che gli interventi previsti alterano la distribuzione delle forze e pertanto la verifica sulla situazione esistente diviene superata dalla situazione post-intervento.

11.8.7 Verifica degli Spostamenti a SLV

11.8.7.1 Descrizione delle strutture

Segue il controllo degli spostamenti a SLV rispetto a corpi strutturali adiacenti.

Il locale spogliatoi e servizi risulta a contatto, in direzione Est, con la palestra.

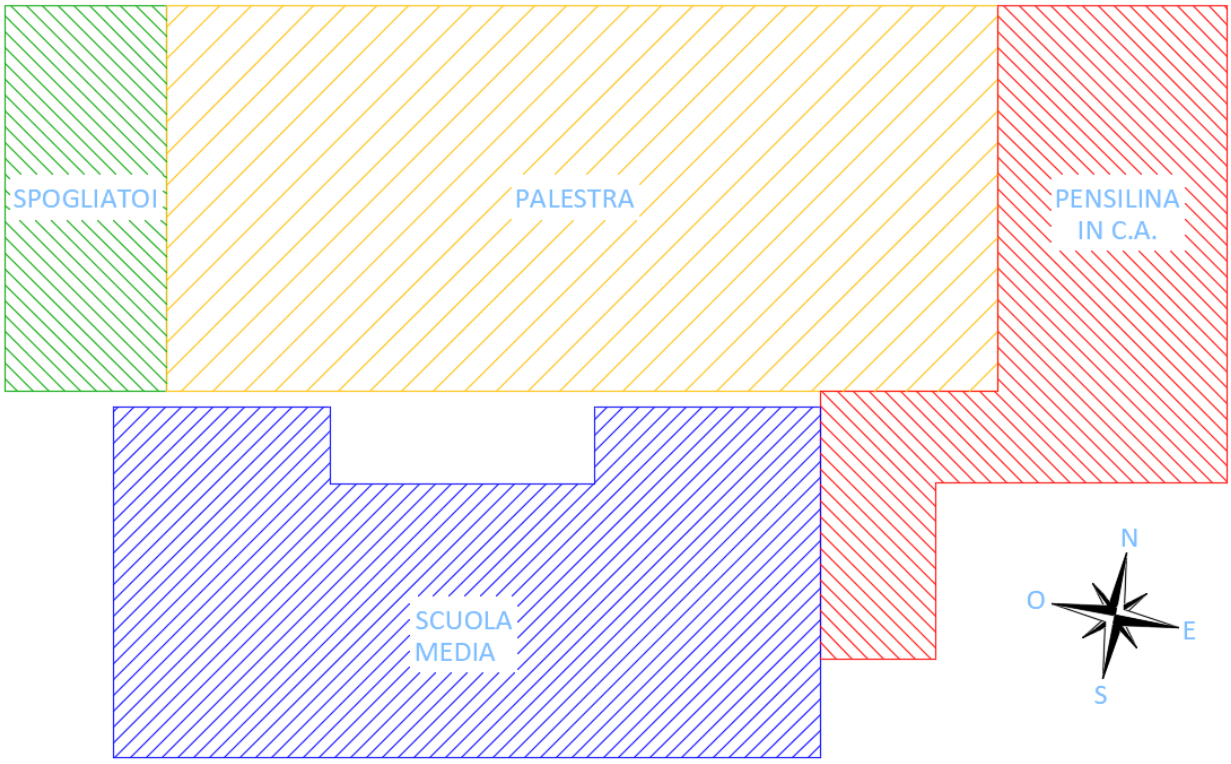


Figura 153 – Strutture adiacenti al locale spogliatoi e servizi

La struttura in oggetto è stata realizzata a stretto contatto con le strutture portanti della palestra; obiettivo di questo paragrafo è dunque la determinazione del massimo spostamento dei setti lato palestra in fase sismica a SLV, così da poter dimensionare correttamente gli interventi previsti nel presente progetto e finalizzati a risolvere il problema del martellamento tra strutture adiacenti.

11.8.7.2 Spostamenti in direzione X globale

Segue l'analisi degli spostamenti a SLV in direzione X globale dei setti A e B.

Gli spostamenti si calcolano in sommità.

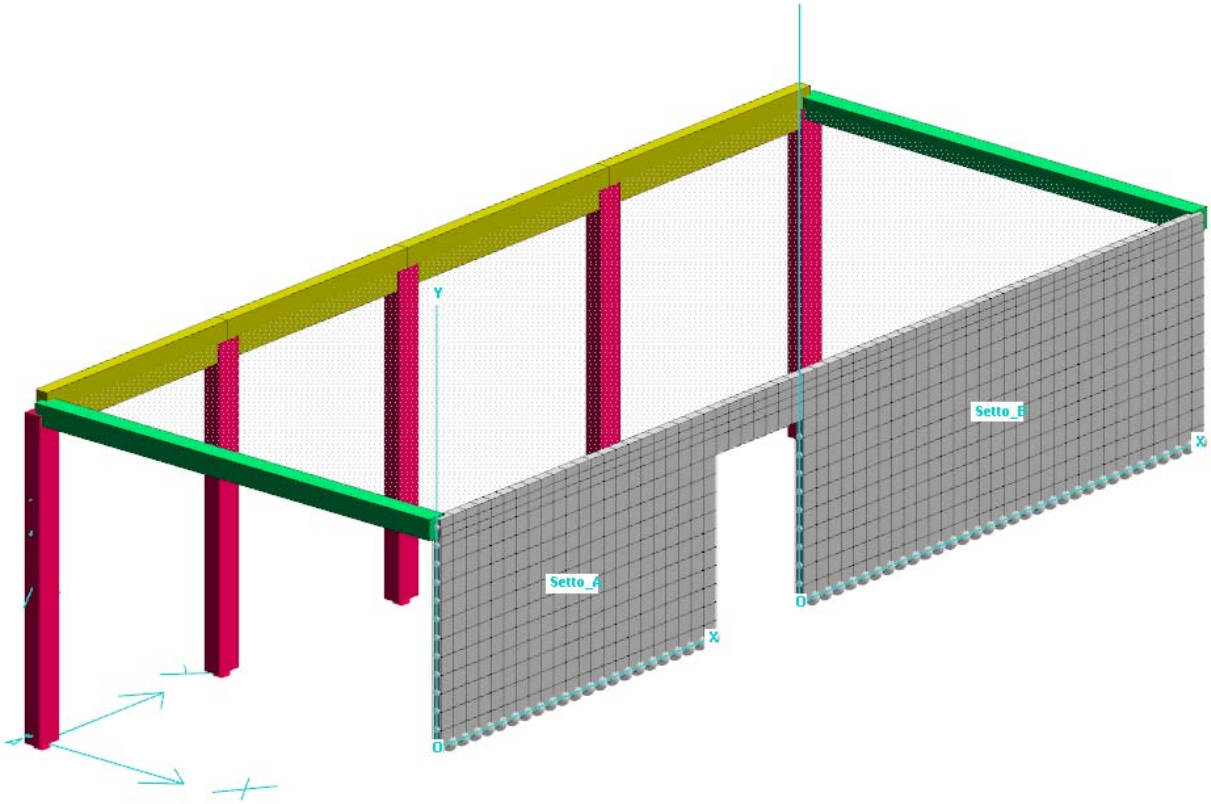


Figura 154 – Locale spogliatoi e servizi – Modello per il calcolo degli spostamenti

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV (Casi di carico 3 e 4) si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d il valore d_{Ee} ottenuto dall'analisi lineare dinamica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$\mu_d = q \qquad \text{se} \qquad T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \qquad \text{se} \qquad T_1 < T_c$$

$$q = 1.50$$

In questo caso $T_{1x} = 0.998 > T_c = 0.458$, quindi:

$$\mu_d = 1.50$$

Si riportano i diagrammi degli spostamenti allo SLV nella direzione considerata, in accordo a quanto previsto al §7.3.3.3 del D.M. 17 gennaio 2018.

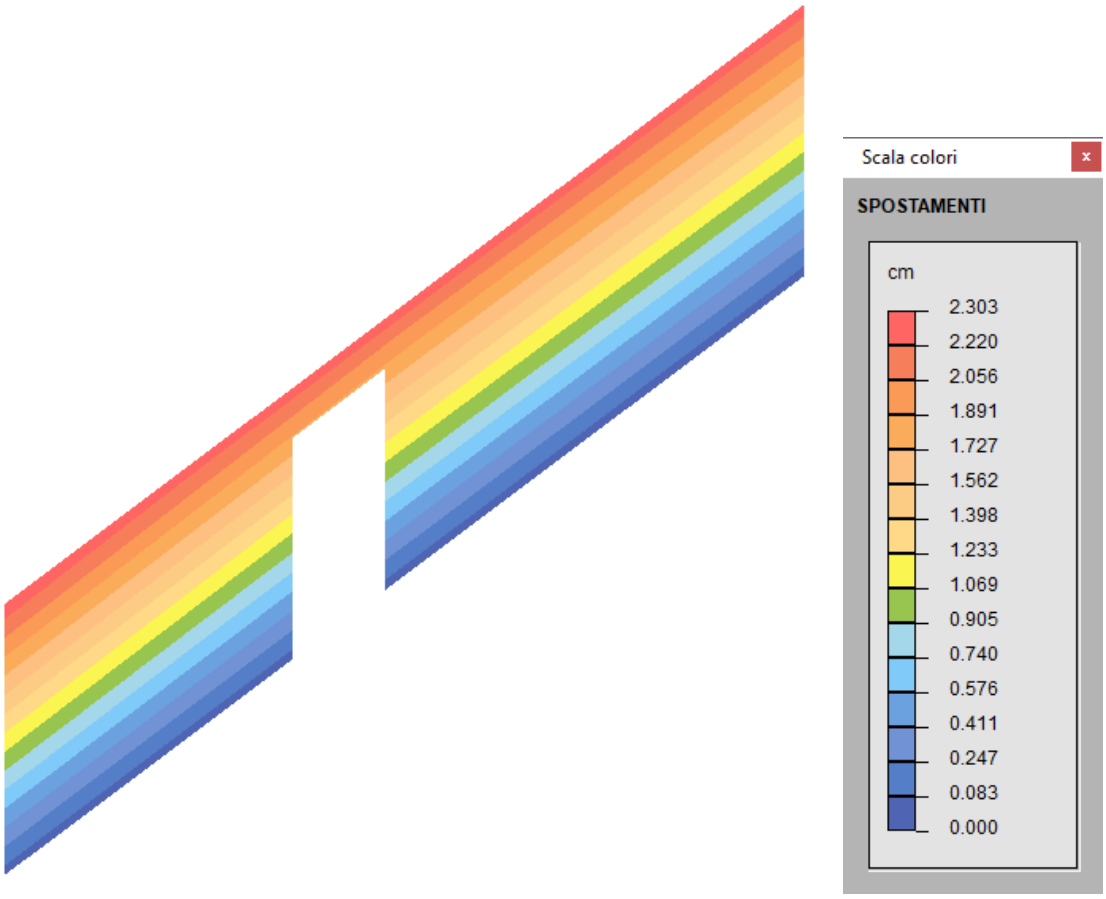


Figura 155 – Locale spogliatoi e servizi – Spostamenti in direzione X globale

I massimi spostamenti nella direzione considerata risultano pari a:

$d_{EX} = 2.303 \cdot 1.50 = 3.455\ cm$ LATO PALESTRA

11.8.7.3 Spostamenti in direzione Y globale

Segue l'analisi degli spostamenti a SLV in direzione Y globale.

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV (Casi di carico 3 e 4) si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d il valore d_{Ee} ottenuto dall'analisi lineare dinamica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm\mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$\mu_d = q \quad \text{se} \quad T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se} \quad T_1 < T_c$$

$$q = 1.50$$

In questo caso $T_{1y} = 0.020 < T_c = 0.458$, quindi:

$$\mu_d = 12.45$$

In ogni caso deve risultare $\mu_d < 5q - 4$ dunque il massimo valore consentito è:

$$\mu_d = 3.50$$

Si riportano i diagrammi degli spostamenti allo SLV nella direzione considerata, in accordo a quanto previsto al §7.3.3.3 del D.M. 17 gennaio 2018.

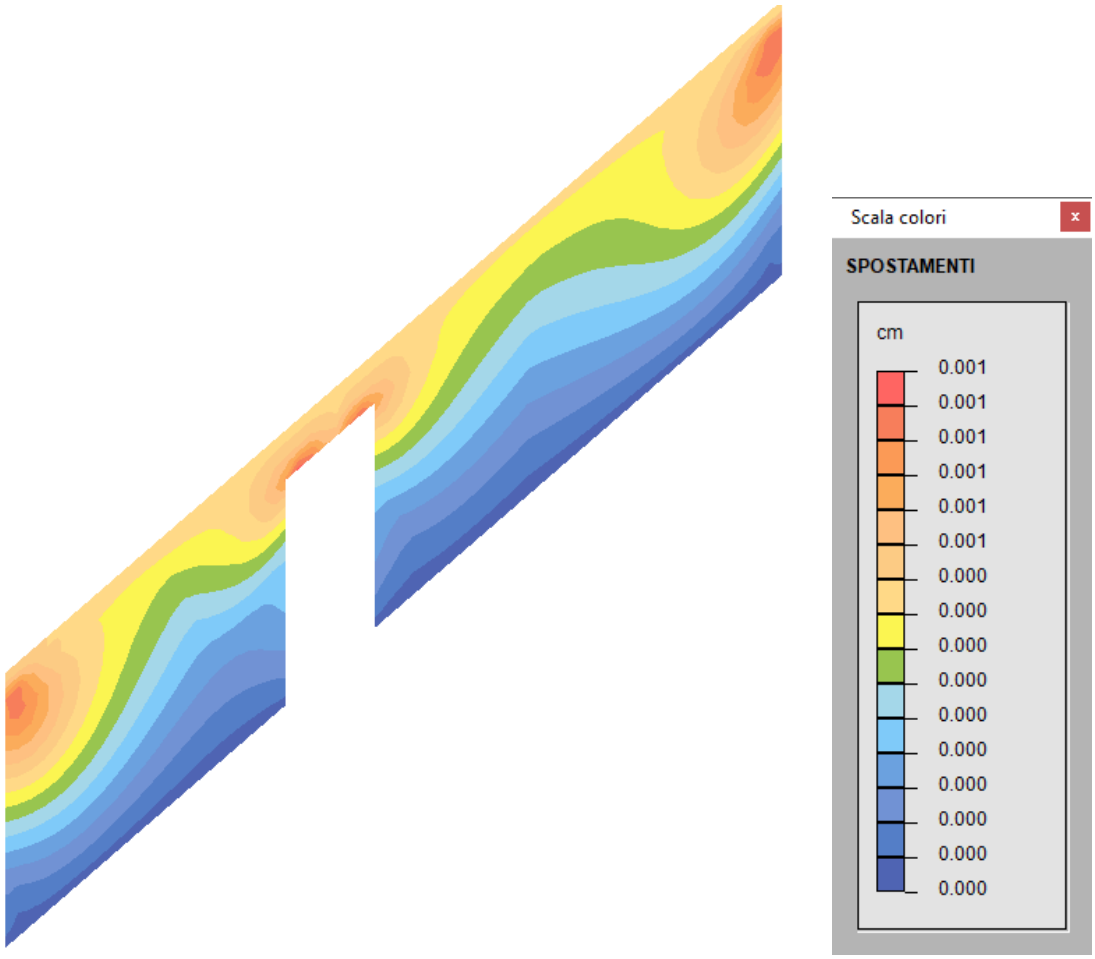


Figura 156 – Locale spogliatoi e servizi – Spostamenti in direzione Y globale

I massimi spostamenti nella direzione considerata risultano pari a:

$$d_{EY} = 0.001 \cdot 3.50 = 0.0035\ cm$$

Data l'elevata rigidezza dei setti nella direzione considerata, gli spostamenti in fase sismica risultano praticamente nulli.

12. ESITI DELLE VERIFICHE

Sulla base delle verifiche precedentemente riportate, al fine di ottenere l'Adeguamento sismico ($\zeta_e \geq 1.00$) delle strutture oggetto di analisi, si rendono necessari i seguenti interventi.

PALESTRA

1. Realizzazione di collegamenti a taglio tegoli-travi;
2. Realizzazione di collegamenti a taglio travi-pilastri;
3. Realizzazione di collegamento tra le travi perimetrali e il timpano soprastante;
4. Realizzazione di giunto strutturale in direzione est e sud-est lato pensilina in c.a.;
5. Rinforzo dei plinti a bicchiere.

LOCALE SPOGLIATOI E SERVIZI

6. Rinforzo a pressoflessione dei pilastri in c.a. mediante inserimento di lesene
7. Ampliamento delle fondazioni relative ai pilastri d'angolo
8. Realizzazione di collegamento alla base tra setti A e B e tegoli del piano terra;
9. Realizzazione di collegamento a taglio tra solaio di copertura e Setti A e B;
10. Realizzazione di giunto strutturale in direzione ovest lato palestra.

Nei paragrafi seguenti si riportano le calcolazioni riferite agli interventi sopra descritti.

13. INTERVENTI IN PROGETTO - PALESTRA

13.1 INTERVENTO 1 – PALESTRA – COLLEGAMENTI TEGOLI-TRAVI

13.1.1 Determinazione della forzante sismica

La forzante sismica applicata ai collegamenti tegolo-trave è definita come:

$$F_{TOT} = W_{TOT} \cdot S_e / g$$

In via cautelativa, il valore di accelerazione spettrale (S_e) è determinato nel tratto compreso tra T_B e T_C dello spettro di risposta di riferimento, corrispondente al massimo valore di accelerazione spettrale elastico per il sito in esame. Risulta S_e = 0.195 g.

Si riporta la determinazione del peso totale (W_{TOT}) associato al singolo tegolo.

Determinazione delle reazioni all'appoggio del singolo tegolo

Larghezza:	2.49 m
Lunghezza:	6.75 m
Area di competenza:	2.49m x 6.75m = 16.81 m^2
Peso tegolo, isolamento, guaine, controsoffitto:	2.00 kN/m^2
Peso totale associato al tegolo:	**W_{TOT}** = 2.00 kN/m^2 x 16.81 m^2 = **33.62 kN**

Ai fini delle verifiche si farà riferimento alla combinazione sismica, definita al §2.5.3 del D.M. 17 Gennaio 2018 e riportata di seguito:

$$E_d + G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Per il caso in esame, i collegamenti vengono dimensionati allo scopo di assorbire esclusivamente le sollecitazioni sismiche (termine E_d); gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Il valore della forzante sismica, assunta agente nel piano orizzontale e lungo due direzioni ortogonali X ed Y, risulta pari a:

$$F_{TOT} = W_{TOT} \cdot S_e / g = 33.62\ kN \cdot 0.195 g / g = 6.56\ kN = F_{TOT,X} = F_{TOT,Y}$$

Le forzanti sismiche di calcolo sono determinate in accordo a quanto previsto al §7.3.5 del D.M. 17 Gennaio 2018. Ai fini delle verifiche, per tenere in considerazione la contemporaneità delle azioni agenti nelle due direzioni secondo la regola 100:30, si applicheranno ortogonalmente tra esse e in modo da massimizzare le sollecitazioni.

13.1.2 Verifica dell'ancoraggio lato trave in c.a.

Si allega nel seguito la verifica del sistema di ancoraggio alle travi in c.a., costituito dalla singola piastra, effettuata con l'ausilio del software HILTI Profis Anchor 2.8.8, secondo il metodo di calcolo EN 1992-4.

NOTA: per ogni tegolo sono presenti due piastre per ogni piede, per un totale di 4; a favore di sicurezza si considerano solo due piastre, pertanto gli sforzi prima riportati, vengono divisi per due.

L'ancoraggio sarà soggetto agli sforzi di taglio e trazione concomitanti nelle due direzioni:

$$F_1 = F_{TOT,X} = F_{TOT,Y} = 3.28\ kN$$

$$F_2 = 0.3 \cdot F_{TOT,X} = 0.3 \cdot F_{TOT,Y} = 0.99\ kN$$

Segue verifica.

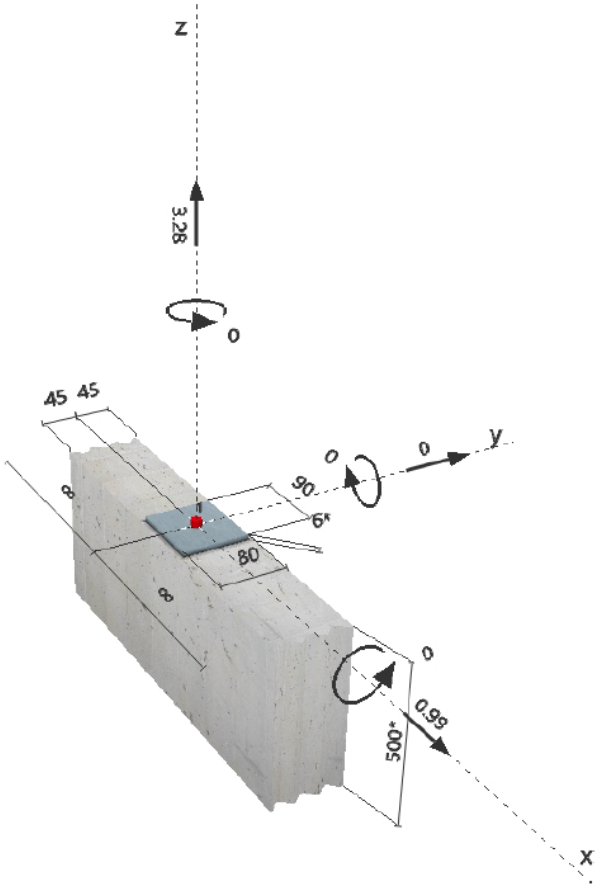
1 Dati da inserire



Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M12**
Return period (service life in years):	50
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act}$ = 110 mm ($h_{ef,limit}$ = - mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso I Valido:	14/05/2019 | -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, Chimico
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 6 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 90 mm x 80 mm x 6 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, , $f_{c,cyl}$ = 30.00 N/mm^2; h = 500 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) senza armatura di bordo longitudinale

R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	**Combinazione 1**	**V_x = 0.990; V_y = 0.000; N = 3.280; M_x = 0.000; M_y = 0.000; M_z = 0.000; N_{sus} = 0.000; $M_{x,sus}$ = 0.000; $M_{y,sus}$ = 0.000;**	**no**	**no**	**57**
2	Combinazione 2	V_x = 3.280; V_y = 0.000; N = 0.990; M_x = 0.000; M_y = 0.000; M_z = 0.000; N_{sus} = 0.000; $M_{x,sus}$ = 0.000; $M_{y,sus}$ = 0.000;	no	no	42

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante (ULS)

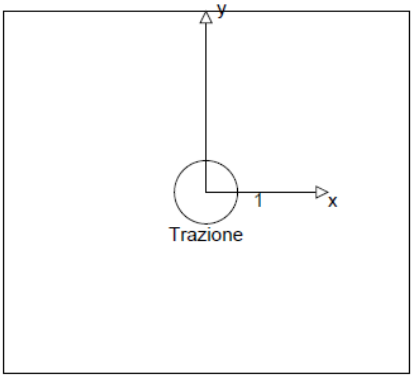
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	3.280	0.990	0.990	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 3.280 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (EN 1992-4, Sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	3.280	44.933	8	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	3.280	5.832	57	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	3.280	6.916	48	OK
Fessurazione**	3.280	10.783	31	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
67.400	1.500	44.933	3.280

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
29 700	108 900	18.00	330	165	45	30.00

ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm²]	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1.041	9.89	7.700	11.73	1.000	1.000

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1.000	0	1.000	0.782	1.000

ψ^0_{sus}	α_{sus}	ψ_{sus}
0.880	0.000	1.000

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
41.026	8.748	1.500	5.832	3.280

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
29 700	108 900	165	330	30.00

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.782	1.000

z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0	1.000	7.700	48.656	1.500	6.916	3.280

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
19 800	48 400	110	220	1.171	30.00

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	0.823	1.000	7.700

$N^0_{Rk,sp}$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
41.026	1.500	10.783	3.280

4 Carico di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0.990	26.960	4	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	0.990	11.664	9	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	0.990	7.929	13	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V^0_{Rk,s}$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
33.700	1.000	33.700	1.250	26.960	0.990

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
29 700	108 900	18.00	165	330	45	30.00

ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm²]	k_8	$\psi^0_{g,Np}$
1.041	9.89	7.700	11.73	2.000	1.000

$\psi_{g,Np}$	$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$
1.000	0	1.000	0	1.000	0.782

$\psi_{re,Np}$	ψ^0_{sus}	α_{sus}	ψ_{sus}
1.000	0.880	0.000	1.000

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
41.026	8.748	1.500	11.664	0.990

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_9	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
110	12.0	1.700	0.156	0.077	30.00

c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm²]	$A^0_{c,V}$ [mm²]
45	9 113	9 113

$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1.000	1.000	2.000	0	1.000	1.000

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
5.947	1.0	1.500	7.929	0.990

5 Carichi combinati di trazione e di taglio ((EN 1992-4, Sezione 7.2.3))

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.073	0.037	2.000	1	OK

$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1.0$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.562	0.125	1.500	47	OK

$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1.0$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 2.430 [kN]
V_{Sk} = 0.733 [kN]

δ_N = 0.029 [mm]
δ_V = 0.037 [mm]
δ_{NV} = 0.047 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 2.430 [kN]
V_{Sk} = 0.733 [kN]

δ_N = 0.082 [mm]
δ_V = 0.059 [mm]
δ_{NV} = 0.101 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

13.1.3 Verifica della barra filettata lato tegolo

Ogni inserto risulta vincolato al tegolo mediante n°1 barra filettata passante M12 in classe 8.8

Si riportano le caratteristiche di resistenza delle barre filettate M12, classe 8.8.

Area resistente:	A_{res} = 84.30 mm^2
Resistenza a rottura:	f_{tbk} = 800 MPa
Coefficiente di sicurezza:	γ_{M2} = 1.25
Resistenza a taglio:	$\mathbf{F_{v,Rd}} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$ = **32.37 kN**
Resistenza a trazione:	$\mathbf{F_{t,Rd}} = 0.9 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$ = **48.55 kN**

La verifica viene effettuata a taglio sulla barra filettata.

Le sollecitazioni massime precedentemente calcolate F_1 e F_2 sono riferite ai due appoggi del tegolo per ogni lato e dunque interessano n°2 inserti, si considerano pertanto le seguenti sollecitazioni:

$$F_1 = F_{TOT,X} = F_{TOT,Y} = 3.28\ kN$$

$$F_2 = 0.3 \cdot F_{TOT,X} = 0.3 \cdot F_{TOT,Y} = 0.99\ kN$$

A favore di sicurezza, le forze F_1 e F_2 vengono composte vettorialmente, ottenendo così lo sforzo di taglio agente.

$$V_{sd} = \sqrt{{F_1}^2 + {F_2}^2} = \sqrt{3.28^2 + 0.99^2} = 3.43\ kN$$

La sollecitazione di taglio sulle barre è ottenuta ripartendo la forzante F_X sui due piani di taglio che interessano ogni barra.

$$F_{v,Sd} = V_{sd}/2 = 3.43\ kN/2 = 1.72\ kN$$

Si riporta la verifica a taglio:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{1.72}{32.37} = 0.05 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

La verifica è ampiamente soddisfatta per taglio, si considera superflua la verifica a trazione e quella combinata taglio-trazione.

13.1.4 Verifica a rifollamento della piastra

Si riporta la verifica a rifollamento della piastra. La resistenza a rifollamento della piastra è ottenuta come segue:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t/\gamma_{M2}$$

In cui:

Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione del carico applicato:	e_1 = 40 mm
Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione normale al carico applicato:	e_2 = 40 mm
Resistenza a rottura della piastra:	f_{tk} = 430 MPa
Diametro del bullone:	d = 12 mm
Diametro del foro:	d_0 = 13 mm
Spessore della piastra:	t = 6 mm
Coefficiente di sicurezza:	γ_{M2} = 1.25

$k = \min(2.8\ e_2/d_0 - 1.7; 2.5) = \min(6.92; 2.5) = 2.5$

$\alpha = \min(e_1/(3\ d_0)\,; f_{tbk}/f_{tk}\,;\ 1) = \min(1.03; 1.86;\ 1) = 1$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \cdot 1 \cdot 430 \cdot 12 \cdot 6/1.25 = 61\,920\ N = 61.92\ kN$$

La massima forza di taglio agente risulta pari a 3.43 kN. Segue la verifica:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{3.43}{61.92} = 0.06 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA.

13.2 INTERVENTO 2 – PALESTRA – COLLEGAMENTI TRAVI-PILASTRI

13.2.1 Intervento 2a - Collegamento travi centrali

13.2.1.1 Determinazione della forzante sismica

La forzante sismica applicata ai collegamenti trave-pilastro è definita come:

$$F_{TOT} = W_{TOT} \cdot S_e / g$$

Il valore di accelerazione spettrale (S_e) è determinato in funzione del periodo principale della struttura che massimizza l'accelerazione sismica.

Dalle analisi modali precedentemente riportate, risultano i seguenti autovettori:

MODELLO 045_02

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA %X	%Y	%Z	COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7				
1	1.213605	0.000	27.974	0.000	0.916	0.856	0.751	0.041	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
2	1.177531	0.000	35.967	0.000	0.988	0.930	0.047	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
~~3~~	~~1.164828~~	~~0.000~~	~~1.471~~	~~0.000~~	~~0.974~~	~~0.049~~	~~0.002~~	~~0.001~~	~~0.001~~	~~0.001~~	~~0.001~~	~~0.000~~	~~0.000~~	~~0.000~~	~~0.000~~
~~4~~	~~1.145799~~	~~0.000~~	~~0.016~~	~~0.000~~	~~0.053~~	~~0.002~~	~~0.001~~	~~0.001~~	~~0.001~~	~~0.001~~	~~0.000~~	~~0.000~~	~~0.000~~	~~0.000~~	~~0.000~~
5	0.756898	47.433	0.000	0.000	0.004	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
~~6~~	~~0.202712~~	~~0.246~~	~~0.000~~	~~0.000~~	~~0.033~~	~~0.020~~	~~0.018~~	~~0.015~~	~~0.013~~	~~0.012~~	~~0.012~~	~~0.011~~	~~0.010~~	~~0.009~~	~~0.009~~
7	0.120271	24.583	0.000	0.000	0.312	0.239	0.153	0.108	0.091	0.080	0.078	0.064	0.053	0.050	0.049
8	0.103715	0.007	10.813	0.000	0.918	0.574	0.346	0.267	0.222	0.213	0.159	0.121	0.111	0.107	0.077
9	0.100666	0.008	8.268	0.000	0.760	0.464	0.352	0.288	0.275	0.201	0.148	0.136	0.131	0.092	0.087
~~10~~	~~0.095165~~	~~0.000~~	~~0.003~~	~~0.000~~	~~0.792~~	~~0.614~~	~~0.497~~	~~0.472~~	~~0.329~~	~~0.231~~	~~0.209~~	~~0.199~~	~~0.132~~	~~0.124~~	
~~11~~	~~0.090417~~	~~1.183~~	~~0.001~~	~~0.000~~	~~0.927~~	~~0.804~~	~~0.772~~	~~0.545~~	~~0.369~~	~~0.328~~	~~0.311~~	~~0.193~~	~~0.180~~		
~~12~~	~~0.087925~~	~~0.000~~	~~0.013~~	~~0.000~~	~~0.956~~	~~0.935~~	~~0.713~~	~~0.486~~	~~0.431~~	~~0.407~~	~~0.243~~	~~0.226~~			
~~13~~	~~0.086063~~	~~0.000~~	~~0.000~~	~~0.000~~	~~0.998~~	~~0.850~~	~~0.602~~	~~0.534~~	~~0.504~~	~~0.295~~	~~0.272~~				
~~14~~	~~0.085636~~	~~0.000~~	~~0.001~~	~~0.000~~	~~0.879~~	~~0.632~~	~~0.561~~	~~0.530~~	~~0.308~~	~~0.285~~					
~~15~~	~~0.082526~~	~~0.000~~	~~0.150~~	~~0.000~~	~~0.866~~	~~0.791~~	~~0.754~~	~~0.441~~	~~0.405~~						
~~16~~	~~0.079352~~	~~0.000~~	~~0.441~~	~~0.000~~	~~0.986~~	~~0.969~~	~~0.651~~	~~0.599~~							
~~17~~	~~0.078399~~	~~0.000~~	~~0.478~~	~~0.000~~	~~0.997~~	~~0.728~~	~~0.673~~								
~~18~~	~~0.077945~~	~~0.000~~	~~0.005~~	~~0.000~~	~~0.766~~	~~0.710~~									
19	0.073760	5.619	4.597	0.000	0.993										
20	0.073126	7.328	3.881	0.000											
	MASSA TOTALE	86.408	94.079	0.000											

MODELLO 045_03

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA %X	%Y	%Z	COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	1.213985	0.000	29.270	0.000	0.915	0.854	0.749	0.320	0.161	0.128	
2	1.177572	0.000	36.186	0.000	0.988	0.930	0.430	0.204	0.159		
~~3~~	~~1.164890~~	~~0.000~~	~~1.617~~	~~0.000~~	~~0.973~~	~~0.479~~	~~0.224~~	~~0.173~~			
~~4~~	~~1.145823~~	~~0.000~~	~~0.021~~	~~0.000~~	~~0.565~~	~~0.258~~	~~0.197~~				
5	1.049706	89.381	0.000	0.000	0.600	0.437					
6	0.967580	0.000	15.333	0.000	0.908						
7	0.937312	0.000	15.870	0.000							
	MASSA TOTALE	89.381	98.298	0.000							

In accordo con le NTC 2018, per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Dai modi sopra riportati, si stralceranno dunque tutti quelli aventi massa partecipante inferiore all'85%.

MODELLO	N°MODO	Direzione del MODO	PERIODO [s]	ACCELERAZIONE S_e [g]
045_02	1	Y	1.213605	**0.074**
045_02	2	Y	1.177531	**0.076**
045_02	5	X	0.756898	**0.118**
045_02	7	X	0.120271	**0.169**
045_02	8	Y	0.103715	**0.156**
045_02	9	Y	0.100666	**0.153**
045_02	19	X	0.073760	**0.132**
045_02	20	X	0.073126	**0.131**
045_03	1	Y	1.213985	**0.074**
045_03	2	Y	1.177572	**0.076**
045_03	5	X	1.049706	**0.085**
045_03	6	Y	0.967580	**0.093**
045_03	7	Y	0.937312	**0.096**

I massimi valori di accelerazione associati ai modi sopra considerati risultano:

$$S_{eX} = 0.169\ g$$

$$S_{eY} = 0.156\ g$$

Si riporta la determinazione del peso totale (W_{TOT}) associato alla singola trave.

Determinazione delle reazioni all'appoggio.

Peso trave: 85.00 kN

Area di competenza: 15.44m x 6.75m = 104.22 m^2

Peso tegolo, isolamento, guaine, controsoffitto: 2.00 kN/m^2

Peso totale associato alla singola trave: **W_{TOT}** = 85.00 + 2.00 kN/m^2 x 104.22 m^2 = **293.44 kN**

Ai fini delle verifiche si farà riferimento alla combinazione sismica, definita al §2.5.3 del D.M. 17 Gennaio 2018 e riportata di seguito:

$$E_d + G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Per il caso in esame, i collegamenti vengono dimensionati allo scopo di assorbire esclusivamente le sollecitazioni sismiche (termine E_d); gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Il valore della forzante sismica, assunta agente nel piano orizzontale e lungo due direzioni ortogonali X ed Y, risulta pari a:

$$F_{TOTX} = W_{TOT} \cdot S_{eX}/g = 293.44\ kN \cdot 0.169g/g = 49.59\ kN$$
$$F_{TOTY} = W_{TOT} \cdot S_{eY}/g = 293.44\ kN \cdot 0.156g/g = 45.78\ kN$$

Le forzanti sismiche di calcolo sono determinate in accordo a quanto previsto al §7.3.5 del D.M. 17 Gennaio 2018. Ai fini delle verifiche, per tenere in considerazione la contemporaneità delle azioni agenti nelle due direzioni secondo la regola 100:30, si applicheranno ortogonalmente tra esse e in modo da massimizzare le sollecitazioni.

13.2.1.2 Verifica dell'ancoraggio frontale al pilastro

Si allega nel seguito la verifica del sistema di ancoraggio ai pilastri in c.a., effettuata con l'ausilio del software HILTI Profis Anchor 2.8.8, secondo il metodo di calcolo EN 1992-4.

L'ancoraggio sarà soggetto agli sforzi di taglio e trazione concomitanti nelle due direzioni:

COMBINAZIONE 1) SISMA Y PRINCIPALE

Detta:

$d_1 = 0.23\ m$ la distanza tra la barra filettata lato trave e il baricentro della piastra lato pilastro

$d_2 = 0.06\ m$ la distanza tra la barra filettata lato trave e la faccia del pilastro

si considera che lo sforzo di trazione sia ripreso tutto dal singolo collegamento, mentre il taglio concomitante sia ripreso da entrambi i pilastri; si applicheranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_Z = 45.78\ kN$$

$$M_X = F_Z \cdot d_1 = 45.78\ kN \cdot 0.23\ m = 10.53\ kN\ m$$

$$F_X = 0.3 \cdot F_{TOTX} \cdot 0.5 = 0.3 \cdot 49.59 \cdot 0.5 = 7.44\ kN$$

$$M_Y = F_X \cdot d_2 = 7.44\ kN \cdot 0.06\ m = 0.45\ kN\ m$$

$$M_Z = F_X \cdot d_1 = 7.44\ kN \cdot 0.23\ m = 1.71\ kN\ m$$

COMBINAZIONE 2) SISMA X PRINCIPALE

Si applicheranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_X = 49.59\ kN \cdot 0.5 = 24.80\ kN$$

$$M_Y = F_X \cdot d_2 = 24.80\ kN \cdot 0.06\ m = 1.49\ kN\ m$$

$$M_Z = F_X \cdot d_1 = 24.80\ kN \cdot 0.23\ m = 5.70\ kN\ m$$

$$F_Z = 0.3 \cdot F_{TOTY} \cdot 2 = 0.3 \cdot 45.78 = 13.73\ kN$$

$$M_X = F_Z \cdot d_1 = 13.73\ kN \cdot 0.23\ m = 3.16\ kN\ m$$

Si considera che tutte le sollecitazioni siano riprese dalla piastra fontale sul pilastro, a meno dei momenti flettenti M_X che invece vengono ripresi dal collegamento laterale al pilastro.

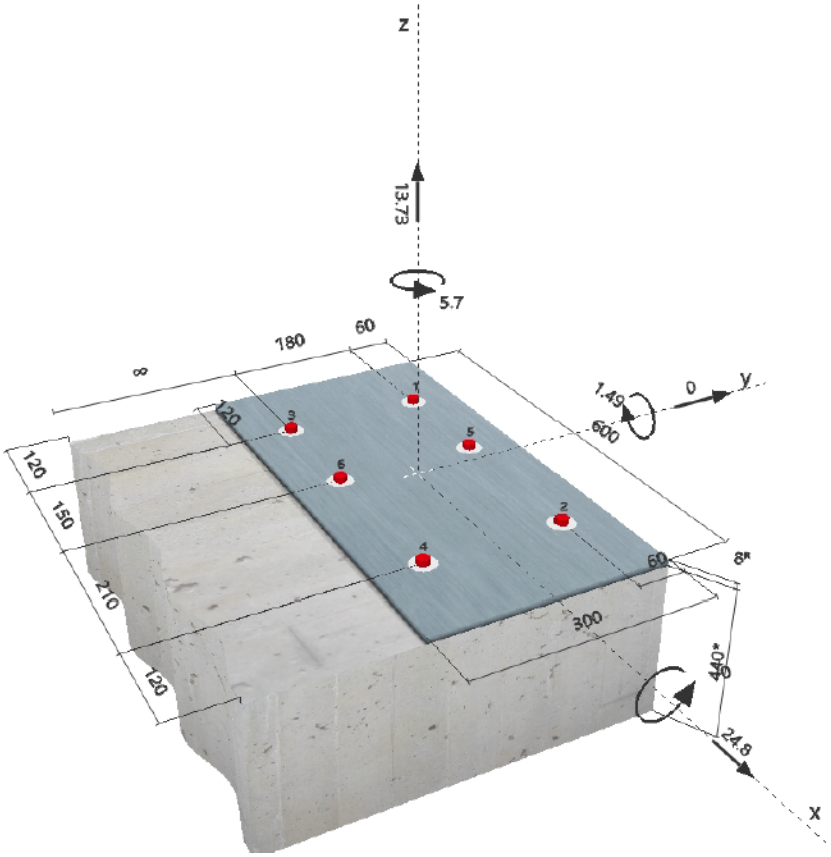
Segue verifica.

1 Dati da inserire



Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M16**
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act}$ = 173 mm ($h_{ef,limit}$ = - mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso I Valido:	14/05/2019 | -
Prova:	Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 8 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 600 mm x 300 mm x 8 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, , $f_{c,cyl}$ = 30.00 N/mm^2; h = 440 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) con armatura di bordo longitudinale d >= 12 + maglia chiusa (staffe) s <= 100

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]

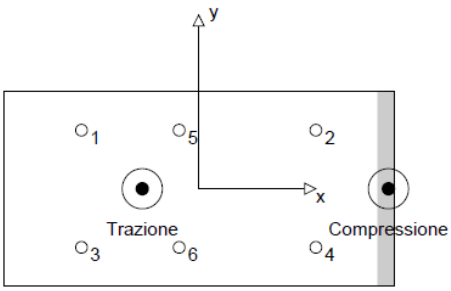


1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 1	V_x = 7.440; V_y = 0.000; N = 45.780; M_x = 0.000; M_y = 0.450; M_z = 1.710;	no	no	74
2	**Combinazione 2**	**V_x = 24.800; V_y = 0.000; N = 13.730; M_x = 0.000; M_y = 1.490; M_z = 5.700;**	**no**	**no**	**100**

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto



Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	3.867	5.550	1.274	-5.401
2	0.804	6.170	1.274	6.037
3	3.867	8.836	6.993	-5.401
4	0.804	9.238	6.993	6.037
5	2.591	1.424	1.274	-0.635
6	2.591	7.022	6.993	-0.635

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.01 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 0.21 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-87/0): 14.525 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(291/0): 0.795 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	3.867	83.733	5	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	14.525	55.503	27	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	14.525	39.135	38	OK
Fessurazione**	14.525	83.801	18	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
125.600	1.500	83.733	3.867

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\psi_{A,Np}$	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
216 000	57 600	3.750	17.00	482	241	60

h'_{ef} [mm]	$c'_{cr,Np}$ [mm]	$s'_{cr,Np}$ [mm]
86	120	240

ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	max $\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1.040	9.88	7.79	1.000	1.000

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
77	0.610	0	1.000	0.850	1.000

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
42.799	83.255	1.500	55.503	14.525

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]
216 000	57 600	3.750	260	519

h'_{ef} [mm]	$c'_{cr,N}$ [mm]	$s'_{cr,N}$ [mm]
80	120	240

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
77	0.610	0	1.000	0.850	1.000

k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
7.700	30.178	1.500	39.135	14.525

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$
216 000	57 600	3.750	173	346	1.166

h'_{ef} [mm]	$c'_{cr,sp}$ [mm]	$s'_{cr,sp}$ [mm]
120	120	240

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
77	0.610	0	1.000	0.850	1.000	7.700

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
55.440	1.500	83.801	14.525

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	9.238	50.240	19	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	5.550	17.368	32	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	7.145	8.484	85	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
62.800	1.250	50.240	9.238

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_4
29 250	57 600	0.508	260	519	2.000

h'_{ef} [mm]	$c'_{cr,N}$ [mm]	$s'_{cr,N}$ [mm]
80	120	240

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.850	1.000

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
30.178	1.500	17.368	5.550

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_V	α	β
173	16.0	1.700	0.170	0.077

c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm^2]	$A^0_{c,V}$ [mm^2]	$\psi_{A,V}$
60	48 600	16 200	3.000

$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$	$\psi_{90°,V}$
1.000	1.000	1.147	161	0.359	1.000	2.500

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
10.292	1.500	8.484	7.145

5 Carichi combinati di trazione e di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.3)

	β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
acciaio	0.046	0.184	2.000	4	OK
Calcestruzzo	0.371	0.842	1.500	100	OK

$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha <= 1$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0.596 [kN]
V_{Sk} = 6.843 [kN]

δ_N = 0.005 [mm]
δ_V = 0.274 [mm]
δ_{NV} = 0.274 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0.596 [kN]
V_{Sk} = 6.843 [kN]

δ_N = 0.013 [mm]
δ_V = 0.411 [mm]
δ_{NV} = 0.411 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

13.2.1.3 Verifica dell'ancoraggio laterale al pilastro

Segue la verifica dell'ancoraggio laterale del pilastro:

```
VERIFICA TENSIONALE BULLONATURA - METODO DEGLI STATI LIMITE (NTC 2018)

UNITA' DI MISURA: [kN] ; [kNm] ; [N/mm2 ; [mm]

Piastra
      B|      H|     Sp|
   100.|   300.|     8.|

BULLONI
Num|    X|    Y|  Fi|   Area| Num|    X|    Y|  Fi|   Area|
1  |   0.|  30.| 10.|   59.3| 3  |   0.| 205.| 10.|   59.3|
2  |   0.|  95.| 10.|   59.3| 4  |   0.| 270.| 10.|   59.3|


MATERIALI
Acciaio S 275 (Fe 430)                  |Classe viti 8.8
fd s<40mm           |fd 40mm<s<80mm     |fd
261.9               |242.86             |640.

SOLLECITAZIONI AGENTI E STATO TENSIONALE

Combinazione di sollecitazioni agenti Soll 1
-------------------------------------
N = 0               Ty = 0              Tz = 0
Mt = 5.27           My = 0              Mz = 0

Verifica bulloni
Co-1, Co-2: NTC 2018, 4.2.8.1.1 formula (4.2.71)
Num|  Fv,Ed|  Fv,Rd|  Fb,Rd|  Ft,Ed|  Ft,Rd|  Bp,Rd|Co-1|Co-2|Ver|
1  | 18.146| 22.769| 62.545|     0.| 34.154| 77.811|  .8|  0.|SI'|
2  |  8.317| 22.769|   68.8|     0.| 34.154| 77.811| .37|  0.|SI'|
3  |  8.317| 22.769|   68.8|     0.| 34.154| 77.811| .37|  0.|SI'|
4  | 18.146| 22.769| 62.545|     0.| 34.154| 77.811|  .8|  0.|SI'|

Compressione massima sulla piastra
    Sig|     fd|Ver|
     0.|  261.9|SI'|

NODO VERIFICATO IN BASE ALLA COMB. DI SOLLECITAZIONI AGENTI Soll 1
```

13.2.1.4 Verifica della barra filettata lato trave

Ogni inserto risulta vincolato alla trave mediante n°1 barra filettata passante M20 in classe 8.8

Si riportano le caratteristiche di resistenza delle barre filettate M20, classe 8.8.

Area resistente:	A_{res} = 245.00 mm^2
Resistenza a rottura:	f_{tbk} = 800 MPa
Coefficiente di sicurezza:	γ_{M2} = 1.25
Resistenza a taglio:	$\mathbf{F_{v,Rd}} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$ = **94.08 kN**
Resistenza a trazione:	$\mathbf{F_{t,Rd}} = 0.9 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$ = **141.12 kN**

La verifica viene effettuata a taglio sulla barra filettata.

Le sollecitazioni massime precedentemente calcolate F_1 e F_2 sono pari a:

$$F_1 = F_{TOT,X} = 49.59\ kN$$

$$F_2 = 0.3 \cdot F_{TOT,Y} = 14.88\ kN$$

A favore di sicurezza, le forze F_1 e F_2 vengono composte vettorialmente, ottenendo così lo sforzo di taglio agente.

$$V_{sd} = \sqrt{{F_1}^2 + {F_2}^2} = \sqrt{49.59^2 + 14.88^2} = 51.77\ kN$$

La sollecitazione di taglio sulle barre è ottenuta ripartendo la forzante V_{sd} sui due piani di taglio che interessano ogni barra.

$$F_{v,Sd} = V_{sd}/2 = 51.77\ kN/2 = 25.89\ kN$$

Si riporta la verifica a taglio:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{25.89}{94.08} = 0.28 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

La verifica è ampiamente soddisfatta per taglio, si considera superflua la verifica a trazione e quella combinata taglio-trazione.

13.2.1.5 Verifica a rifollamento della piastra

Si riporta la verifica a rifollamento della piastra da 8mm.

La verifica è riferita alla massima sollecitazione in corrispondenza dell'ancoraggio alla trave e pari a:

$$F_{v,Sd} = V_{sd}/2 = 51.77\ kN/2 = 25.89\ kN$$

La resistenza a rifollamento della piastra è ottenuta come segue:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t/\gamma_{M2}$$

In cui:

Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione del carico applicato:	e_1 = 60 mm
Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione normale al carico applicato:	e_2 = 50 mm
Resistenza a rottura della piastra:	f_{tk} = 430 MPa
Diametro del bullone:	d = 20 mm
Diametro del foro:	d_0 = 26 mm
Spessore della piastra:	t = 8 mm
Coefficiente di sicurezza:	γ_{M2} = 1.25

$$k = \min(2.8\ e_2/d_0 - 1.7; 2.5) = \min(3.68; 2.5) = 2.5$$

$$\alpha = \min(e_1/(3\ d_0)\,; f_{tbk}/f_{tk}\,;\ 1) = \min(0.77; 1.86;\ 1) = 0.77$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \cdot 0.77 \cdot 430 \cdot 20 \cdot 8/1.25 = 105\,952\ N = 105.95\ kN$$

Segue la verifica:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{25.89}{105.95} = 0.24 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA.

13.2.2 Intervento 2b - Collegamento travi perimetrali-pilastro centrale

L'intervento 2b ha una duplice funzione:

- Riprendere il collegamento a taglio trave perimetrale-pilastro centrale
- Riprendere il momento torcente generato sulla trave a sezione rettangolare dall'intervento 3, e dovuto alla rotazione del sistema trave cornicione+veletta a seguito del collegamento dei tegoli nell'intervento 1.

13.2.2.1 Determinazione della forzante sismica

La forzante sismica applicata ai collegamenti trave-pilastro è definita come:

$$F_{TOT} = W_{TOT} \cdot S_e / g$$

Il valore di accelerazione spettrale (S_e) è determinato in funzione del periodo principale della struttura che massimizza l'accelerazione sismica.

Come riportato in precedenza, i massimi valori di accelerazione associati ai modi della struttura risultano:

$$S_{eX} = 0.169\ g$$
$$S_{eY} = 0.156\ g$$

Si riporta la determinazione del peso totale (W_{TOT}) associato alla singola trave perimetrale.

Determinazione delle reazioni dell'intera trave perimetrale.

Peso trave a sezione rettangolare:	0.4m*0.45m*25kN/m^3*7.72m = 34.74 kN
Peso trave cornicione:	5.37 kN/m*7.72 m = 41.46 kN
Peso veletta	5.51 kN/m*7.72 m = 42.54 kN
Area di competenza:	7.72m x 3.38m = 26.09 m^2
Peso tegolo, isolamento, guaine, controsoffitto:	2.00 kN/m^2
Peso totale associato alla trave:	**W_{TOT}** = 118.74 + 2 kN/m^2 x 26.09 m = **170.92 kN**

Ai fini delle verifiche si farà riferimento alla combinazione sismica, definita al §2.5.3 del D.M. 17 Gennaio 2018 e riportata di seguito:

$$E_d + G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Per il caso in esame, i collegamenti vengono dimensionati allo scopo di assorbire esclusivamente le sollecitazioni sismiche (termine E_d); gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Il valore della forzante sismica, assunta agente nel piano orizzontale e lungo due direzioni ortogonali X ed Y, risulta pari a:

$$F_{TOTX} = W_{TOT} \cdot S_{eX}/g = 170.92\ kN \cdot 0.169g/g = 28.89\ kN$$
$$F_{TOTY} = W_{TOT} \cdot S_{eY}/g = 170.92\ kN \cdot 0.156g/g = 26.66\ kN$$

Le forzanti sismiche di calcolo sono determinate in accordo a quanto previsto al §7.3.5 del D.M. 17 Gennaio 2018. Ai fini delle verifiche, per tenere in considerazione la contemporaneità delle azioni agenti nelle due direzioni secondo la regola 100:30, si applicheranno ortogonalmente tra esse in modo da massimizzare le sollecitazioni.

I collegamenti sul sistema trave+veletta+trave cornicione saranno applicati nel loro baricentro.

Segue la determinazione del baricentro del sistema, in particolare, si considera la distanza tra il baricentro della trave a sezione rettangolare e il centro di massa del sistema soprastante.

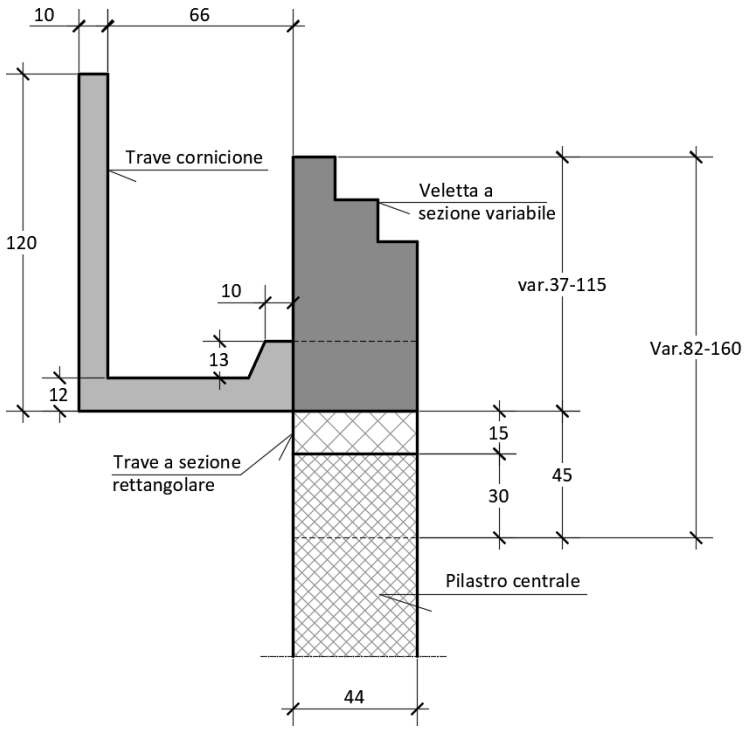


Figura 157 – Restituzione della sezione trasversale

Si definisce:

F_1 = Peso della trave a sezione rettangolare	34.74 kN
F_2 = Peso della trave cornicione (verticale)	20.84 kN
F_3 = Peso della trave cornicione (orizzontale)	20.62 kN
F_4 = Peso della veletta (rettangolare)	28.56 kN
F_5 = Peso della veletta (triangolare)	13.98 kN
F_6 = Peso tegoli e permanenti in copertura	52.18 kN

Le distanze tra i baricentri dei singoli elementi sopra riportati e l'asse della trave a sezione rettangolare sono pari a:

d_1 = Distanza baricentro trave a sezione rettangolare	0.00 m
d_2 = Distanza baricentro trave cornicione (verticale)	0.765 m
d_3 = Distanza baricentro trave cornicione (orizzontale)	0.285 m
d_4 = Distanza baricentro veletta (rettangolare)	0.41 m
d_5 = Distanza baricentro veletta (triangolare)	0.86 m
d_6 = Distanza baricentro tegoli e permanenti in copertura	0.985 m

Il baricentro del sistema si troverà alla quota altimetrica rispetto al baricentro della trave a sezione rettangolare:

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^{6} F_i \cdot d_i}{\sum_{i=1}^{6} F_i} = 0.57\ m$$

Le forzanti sismiche precedentemente calcolate, vanno divise per i due appoggi della trave, ottenendo:

$$F_A = 28.89\ kN$$
$$F_B = 26.66\ kN$$

Saranno applicate dunque alla quota di +0.57 m rispetto all'asse della trave a sezione rettangolare.

La distanza tra l'ancoraggio lato trave e quello lato pilastro è pari a $d = 0.70\ m$.

13.2.2.2 Verifica dell'ancoraggio lato trave

Si prevede l'applicazione di una sola barra filettata M24 in classe 8.8 al fine di non alterare lo schema statico della trave stessa, la quale non è chiamata a riprendere momenti flettenti.

COMBINAZIONE 1) SISMA X PRINCIPALE

Gli sforzi di taglio saranno ripresi da entrambi gli appoggi della trave, mentre la trazione dal singolo tassello, pertanto si considerano le seguenti sollecitazioni:

$$F_{Trazione} = 28.89\ kN$$

$$F_{Taglio} = 0.3 \cdot 26.66 \cdot 0.5 = 4.00\ kN$$

COMBINAZIONE 2) SISMA Y PRINCIPALE

Si applicheranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{Taglio} = 26.66 \cdot 0.5 = 13.33\ kN$$

$$F_{Trazione} = 0.3 \cdot 28.89 = 8.67\ kN$$

Segue verifica.

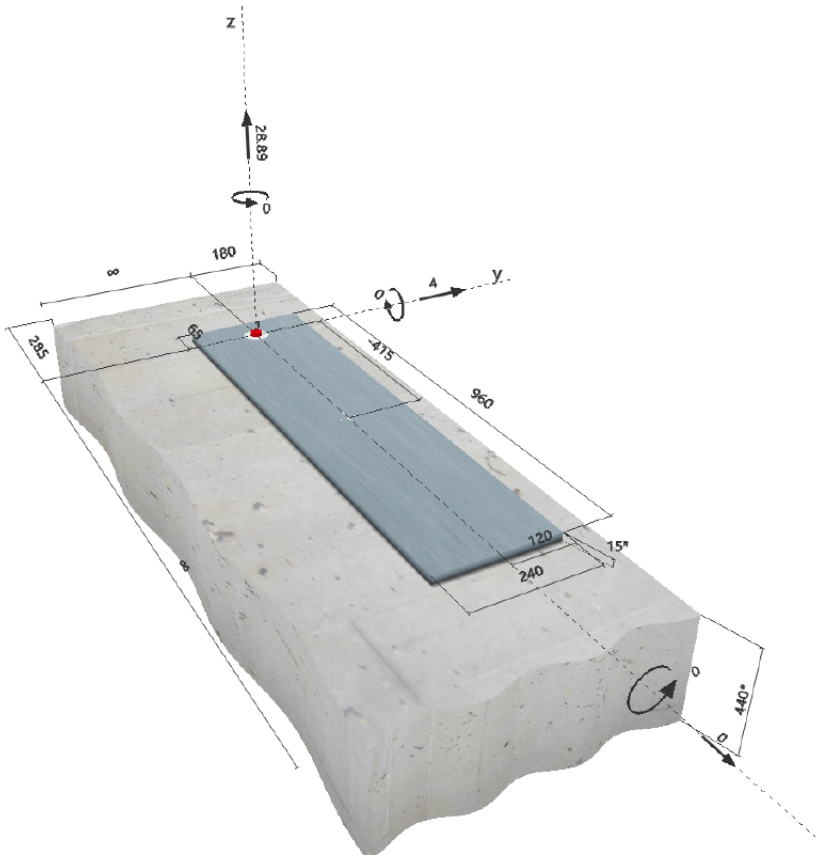
1 Dati da inserire



Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M24**
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act}$ = 150 mm ($h_{ef,limit}$ = - mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso I Valido:	14/05/2019 | -
Prova:	Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 15 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 960 mm x 240 mm x 15 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, , $f_{c,cyl}$ = 30.00 N/mm^2; h = 440 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) con armatura di bordo longitudinale d >= 12 + maglia chiusa (staffe) s <= 100

R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	**Combinazione 1**	**V_x = 0.000; V_y = 4.000; N = 28.890; M_x = 0.000; M_y = 0.000; M_z = 0.000;**	**no**	**no**	**67**
2	Combinazione 2	V_x = 0.000; V_y = 13.330; N = 8.670; M_x = 0.000; M_y = 0.000; M_z = 0.000;	no	no	34

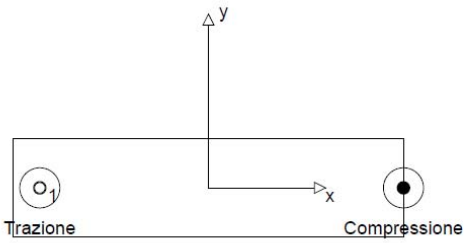
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	28.890	4.000	0.000	4.000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0.00 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 0.00 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-415/0): 28.890 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(480/0): 0.000 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	28.890	188.267	16	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	28.890	56.387	52	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	28.890	43.699	67	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
282.400	1.500	188.267	28.890

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm^2]	$A^0_{p,N}$ [mm^2]	$\psi_{A,Np}$	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm^2]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
182 250	202 500	0.900	15.00	450	225	180

ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm^2]	max $\tau_{Rk,cr}$ [N/mm^2]	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1.040	8.84	6.85	1.000	1.000

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1.000	0	1.000	0.940	1.000

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
99.976	84.580	1.500	56.387	28.890

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm^2]	$A^0_{c,N}$ [mm^2]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]
182 250	202 500	0.900	225	450

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.940	1.000

k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
7.700	77.480	1.500	43.699	28.890

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	4.000	112.960	4	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	4.000	87.397	5	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	4.000	39.209	11	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
141.200	1.250	112.960	4.000

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm^2]	$A^0_{c,N}$ [mm^2]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_4
182 250	202 500	0.900	225	450	2.000

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.940	1.000

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
77.480	1.500	87.397	4.000

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_V	α	β
150	24.0	1.700	0.091	0.067

c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm^2]	$A^0_{c,V}$ [mm^2]	$\psi_{A,V}$
180	145 800	145 800	1.000

$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$	$\psi_{90°,V}$
1.000	1.000	1.000	0	1.000	1.400	1.500

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
42.009	1.500	39.209	4.000

5 Carichi combinati di trazione e di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.3)

	β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
acciaio	0.153	0.035	2.000	3	OK
Calcestruzzo	0.661	0.102	1.500	58	OK

$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha <= 1$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 21.400 [kN]
V_{Sk} = 5.926 [kN]

δ_N = 0.246 [mm]
δ_V = 0.178 [mm]
δ_{NV} = 0.304 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 21.400 [kN]
V_{Sk} = 5.926 [kN]

δ_N = 0.303 [mm]
δ_V = 0.296 [mm]
δ_{NV} = 0.424 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

13.2.2.3 Verifica dell'ancoraggio lato pilastro

Segue la verifica dell'ancoraggio lato pilastro, realizzato con 9 M14 passanti in classe 8.8.

COMBINAZIONE 1) SISMA X PRINCIPALE

La distanza tra l'ancoraggio lato trave e quello lato pilastro è pari a $d = 0.70\ m$.

Gli sforzi di taglio saranno ripresi da entrambi gli appoggi della trave, mentre la trazione dal singolo tassello, pertanto si considerano le seguenti sollecitazioni:

$$F_{Trazione} = 28.89\ kN$$

$$M_{Flettente} = F_{Trazione} \cdot d = 28.89\ kN \cdot 0.70\ m = 20.22\ kNm$$

$$F_{Taglio} = 0.3 \cdot 26.66 \cdot 0.5 = 4.00\ kN$$

$$M_{Torsione} = F_{Taglio} \cdot d = 4.00\ kN \cdot 0.70\ m = 2.80\ kNm$$

COMBINAZIONE 2) SISMA Y PRINCIPALE

Si applicheranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{Taglio} = 26.66 \cdot 0.5 = 13.33\ kN$$

$$M_{Torsione} = F_{Taglio} \cdot d = 13.33\ kN \cdot 0.70\ m = 9.33\ kNm$$

$$F_{Trazione} = 0.3 \cdot 28.89 = 8.67\ kN$$

$$M_{Flettente} = F_{Trazione} \cdot d = 8.67\ kN \cdot 0.70\ m = 6.07\ kNm$$

Segue verifica.

```
VERIFICA TENSIONALE BULLONATURA - METODO DEGLI STATI LIMITE (NTC 2018)

UNITA' DI MISURA: [kN] ; [kNm] ; [N/mm2 ; [mm]

Piastra
      B|      H|     Sp|
   260.|   420.|    15.|

BULLONI
Num|    X|    Y|  Fi|   Area| Num|    X|    Y|  Fi|   Area|
1  | -65.|  30.| 12.|   86.4| 5  | -65.| 310.| 12.|   86.4|
2  |  65.|  30.| 12.|   86.4| 6  |  65.| 310.| 12.|   86.4|
3  | -65.| 110.| 12.|   86.4| 7  | -65.| 390.| 12.|   86.4|
4  |  65.| 110.| 12.|   86.4| 8  |  65.| 390.| 12.|   86.4|
```

MATERIALI

Acciaio S 275 (Fe 430)		Classe viti 8.8
fd s<40mm	fd 40mm<s<80mm	fd
261.9	242.86	640.

SOLLECITAZIONI AGENTI E STATO TENSIONALE

Combinazione di sollecitazioni agenti Soll 1

N = 28.89	Ty = 0	Tz = 4
Mt = 0	My = 0	Mz = 0

Verifica bulloni
Co-1, Co-2: NTC 2018, 4.2.8.1.1 formula (4.2.71)

Num	Fv,Ed	Fv,Rd	Fb,Rd	Ft,Ed	Ft,Rd	Bp,Rd	Co-1	Co-2	Ver
1	3.128	33.176	119.077	.264	49.765	175.075	.1	.01	SI'
2	3.128	33.176	119.077	.264	49.765	175.075	.1	.01	SI'
3	2.091	33.176	154.8	4.746	49.765	175.075	.13	.1	SI'
4	2.091	33.176	154.8	4.746	49.765	175.075	.13	.1	SI'
5	1.264	33.176	154.8	15.952	49.765	175.075	.27	.32	SI'
6	1.264	33.176	154.8	15.952	49.765	175.075	.27	.32	SI'
7	2.19	33.176	119.077	20.434	49.765	175.075	.36	.41	SI'
8	2.19	33.176	119.077	20.434	49.765	175.075	.36	.41	SI'

Compressione massima sulla piastra

Sig	fd	Ver
-16.4	261.9	SI'

NODO VERIFICATO IN BASE ALLA COMB. DI SOLLECITAZIONI AGENTI Soll 1

Combinazione di sollecitazioni agenti Soll 2

N = 8.67	Ty = 0	Tz = 13.33
Mt = 0	My = 0	Mz = 0

Verifica bulloni
Co-1, Co-2: NTC 2018, 4.2.8.1.1 formula (4.2.71)

Num	Fv,Ed	Fv,Rd	Fb,Rd	Ft,Ed	Ft,Rd	Bp,Rd	Co-1	Co-2	Ver
1	10.425	33.176	119.077	.079	49.765	175.075	.32	0.	SI'
2	10.425	33.176	119.077	.079	49.765	175.075	.32	0.	SI'
3	6.967	33.176	154.8	1.424	49.765	175.075	.23	.03	SI'
4	6.967	33.176	154.8	1.424	49.765	175.075	.23	.03	SI'
5	4.213	33.176	154.8	4.787	49.765	175.075	.2	.1	SI'
6	4.213	33.176	154.8	4.787	49.765	175.075	.2	.1	SI'
7	7.297	33.176	119.077	6.132	49.765	175.075	.31	.12	SI'
8	7.297	33.176	119.077	6.132	49.765	175.075	.31	.12	SI'

Compressione massima sulla piastra

Sig	fd	Ver
-4.92	261.9	SI'

NODO VERIFICATO IN BASE ALLA COMB. DI SOLLECITAZIONI AGENTI Soll 2

13.2.2.4 Verifica a flessione e taglio della piastra

La piastra si comporterà come una mensola incastrata lato pilastro con braccio $d = 0.70\ m$ soggetta alle seguenti forze.

COMBINAZIONE 1) SISMA X PRINCIPALE

Gli sforzi di taglio saranno ripresi da entrambi gli appoggi della trave, mentre la trazione dal singolo tassello, pertanto si considerano le seguenti sollecitazioni:

$$F_{Trazione} = 28.89\ kN$$

$$F_{Taglio} = 0.3 \cdot 26.66 \cdot 0.5 = 4.00\ kN$$

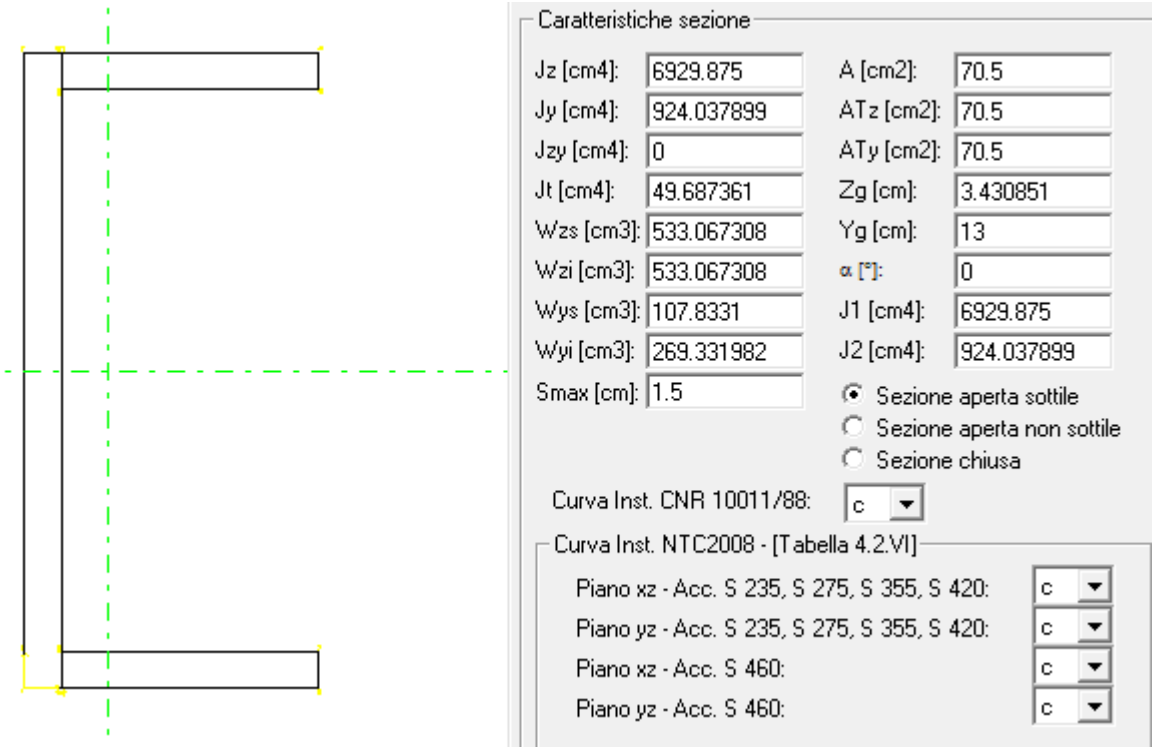
COMBINAZIONE 2) SISMA Y PRINCIPALE

Si applicheranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{Taglio} = 26.66 \cdot 0.5 = 13.33\ kN$$

$$F_{Trazione} = 0.3 \cdot 28.89 = 8.67\ kN$$

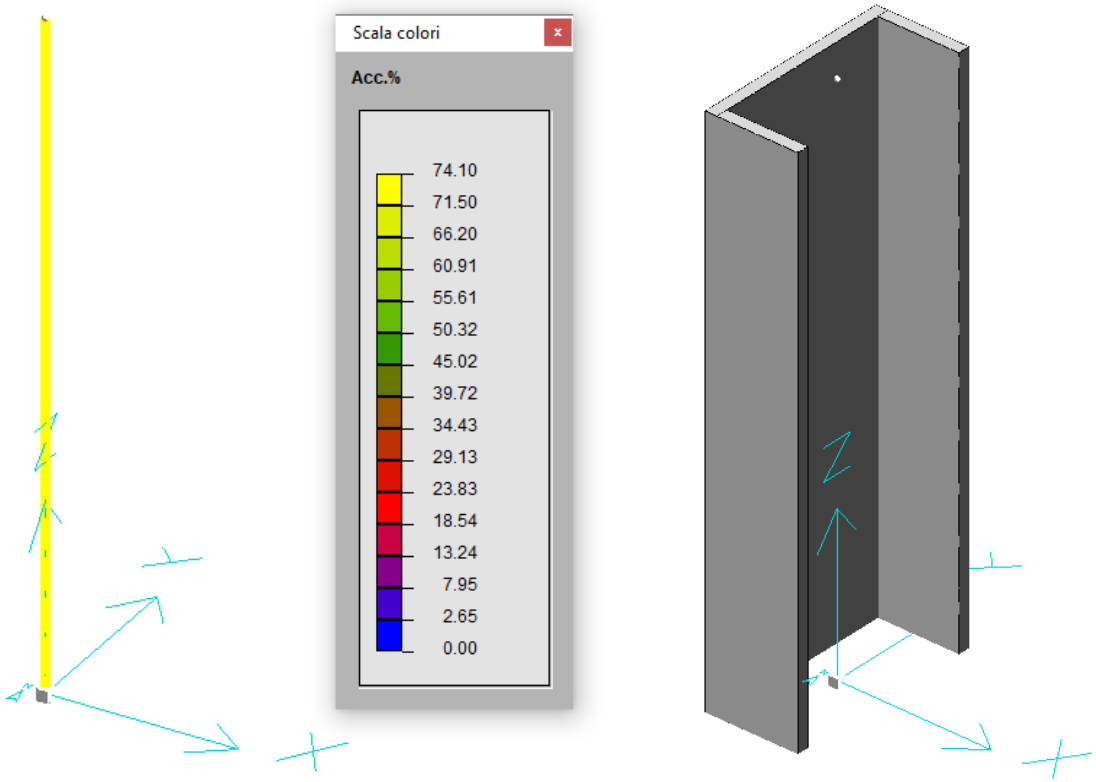
Segue verifica dell'elemento aventi le seguenti proprietà meccaniche:



```
                VERIFICA ASTE IN ACCIAIO
RIASSUNTO DELLE ASTE VERIFICATE CON L'ULTIMO CALCOLO EFFETTUATO

Rapporti di tensioni:

asta  | sez | profilo              |Tau %| Sx %| Si %| Ss %| Max %
     1|    3| U_Intervento_2b      |    0|   74|   74|    0|   74  Si
```




```
VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO

 Unità di misura:
 Lunghezze: mm
 Prop.Sez.: cm
 Forze:     kN
 Momenti:   kNm
 Tensioni:  N/mm2

MATERIALI
S275 (EN 10025-2): Mod.El.=     210000.; gM = 1.050;
     fyk  =   275.(  255. per sp>40 mm); fyd  =   262.(  243. per sp>40 mm).

CASI DI CARICO
|    N | Descrizione                    |   Soll.|
|     1|Caso  1                         |       2|
|     2|Caso  2                         |       2|
```

```
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

U_Intervento_2b (  3) :
 A = 70.5000E+00 Jz=  6.9299E+03 Jy=924.0379E+00 Jt= 49.6874E+00

U_Intervento_2b (  3)         stato limite ultimo  - ASTA (    1-    2)      1
                    ------------------------------------------ PROGR.       0.
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |         MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|      -2.80000|       20.|        0.|     0.000|    28.890|     4.000|
TENSIONI (Sz=       0.0) :
| Caso |Ve|No|massimi |     Sx   |     Tz   |     Ty   |     Si   |
|  1- 1|si| 8|Sx    Si|     -193.|        0.|        0.|      193.|
                    ------------------------------------------ PROGR.     175.
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |         MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|      -2.10000|       15.|        0.|     0.000|    28.890|     4.000|
TENSIONI (Sz=       0.0) :
| Caso |Ve|No|massimi |     Sx   |     Tz   |     Ty   |     Si   |
|  1- 1|si| 8|Sx    Si|     -145.|        0.|        0.|      145.|
                    ------------------------------------------ PROGR.     350.
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |         MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|      -1.40000|       10.|        0.|     0.000|    28.890|     4.000|
TENSIONI (Sz=       0.0) :
| Caso |Ve|No|massimi |     Sx   |     Tz   |     Ty   |     Si   |
|  1- 1|si| 8|Sx    Si|      -96.|        0.|        0.|       96.|
                    ------------------------------------------ PROGR.     525.
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |         MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|      -0.70000|        5.|        0.|     0.000|    28.890|     4.000|
TENSIONI (Sz=       0.0) :
| Caso |Ve|No|massimi |     Sx   |     Tz   |     Ty   |     Si   |
|  1- 1|si| 8|Sx    Si|      -48.|        0.|        0.|       48.|
                    ------------------------------------------ PROGR.     700.
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |         MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|       0.00000|        0.|        0.|     0.000|    28.890|     4.000|
TENSIONI (Sz=       0.0) :
| Caso |Ve|No|massimi |     Sx   |     Tz   |     Ty   |     Si   |
|  1- 1|si|11|Sx    Si|        0.|        0.|        0.|        0.|

                    ------------------------------------------------------------
VERIFICA STABILITA` :asta tesa per tutti i casi di carico.
```

13.2.2.5 Verifica a rifollamento della piastra

Si riporta la verifica a rifollamento della piastra da 15mm soggetta al taglio sulla barra filettata M24.

La verifica è riferita alla massima sollecitazione in corrispondenza dell'ancoraggio alla trave e pari a:

$$V_{sd} = 13.33\ kN$$

La resistenza a rifollamento della piastra è ottenuta come segue:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t/\gamma_{M2}$$

In cui:

Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione del carico applicato:	e_1 = 120 mm
Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione normale al carico applicato:	e_2 = 65 mm
Resistenza a rottura della piastra:	f_{tk} = 430 MPa
Diametro del bullone:	d = 24 mm
Diametro del foro:	d_0 = 30 mm
Spessore della piastra:	t = 15 mm
Coefficiente di sicurezza:	γ_{M2} = 1.25

$k = \min(2.8\ e_2/d_0 - 1.7; 2.5) = \min(4.37; 2.5) = 2.50$

$\alpha = \min(e_1/(3\ d_0)\,; f_{tbk}/f_{tk}\,;\ 1) = \min(1.33; 1.86;\ 1) = 1.00$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \cdot 1.00 \cdot 430 \cdot 24 \cdot 15/1.25 = 309600\ N = 309.60\ kN$$

Segue la verifica:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{13.33}{309.60} = 0.04 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA.

13.2.2.6 Verifica a punzonamento della piastra

Segue la verifica a punzonamento della piastra sotto lo sforzo di trazione di 28.89 kN in corrispondenza del M24.

La resistenza a punzonamento della piastra è ottenuta come segue:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

In cui:

Minimo tra il diametro del dado e diametro testa bullone: $d_m = 24mm$

Spessore del piatto: $t_p = 15mm$

Resistenza a rottura della piastra: $f_{tk} = 430\ MPa$

Coefficiente di sicurezza: $\gamma_{M2} = 1.25$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 24 \cdot 15 \cdot 430}{1.25} = 233432\ N = 233.43\ kN$$

Segue la verifica:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{28.89}{233.43} = 0.12 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA.

13.2.3 Intervento 2c - Collegamento travi perimetrali-pilastri d'angolo

13.2.3.1 Determinazione della forzante sismica

Le azioni agenti sul collegamento tipo 2c sono state calcolate nel paragrafo dedicato al collegamento tipo 2b, con però due differenze:

- Differente eccentricità, pari a 50 mm nel piano orizzontale;
- Il collegamento 2c non è chiamato, a differenza del 2b, a riprendere momento torcente.

Le forzanti sismiche precedentemente calcolate, vanno divise per i due appoggi della trave, ottenendo:

$$F_A = 14.45\ kN$$

$$F_B = 13.33\ kN$$

Si riportano le sollecitazioni che saranno applicate alle verifiche lato pilastro:

COMBINAZIONE 1) SISMA Y PRINCIPALE

Gli sforzi di taglio e trazione saranno ripresi da entrambi gli inserti interno ed esterno:

$$F_{Trazione} = \frac{13.33}{2} = 6.67\ kN$$

$$F_{Taglio} = 0.3 \cdot 14.45 \cdot 0.5 = 2.17\ kN$$

$$M_{Taglio} = F_{Taglio} \cdot d = 2.17\ kN \cdot 0.050\ m = 0.11\ kN\ m$$

COMBINAZIONE 2) SISMA X PRINCIPALE

Si applicheranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{Taglio} = \frac{14.45}{2} = 7.23\ kN$$

$$M_{Taglio} = F_{Taglio} \cdot d = 7.23\ kN \cdot 0.050\ m = 0.36\ kN\ m$$

$$F_{Trazione} = 0.3 \cdot \frac{13.33}{2} = 2.00\ kN$$

13.2.3.2 Verifica dell'ancoraggio frontale al pilastro

Si allega nel seguito la verifica del sistema di ancoraggio ai pilastri in c.a., effettuata con l'ausilio del software HILTI Profis Anchor 2.8.8, secondo il metodo di calcolo EN 1992-4.

L'ancoraggio sarà soggetto agli sforzi di taglio e trazione concomitanti nelle due direzioni e precedentemente riportati.

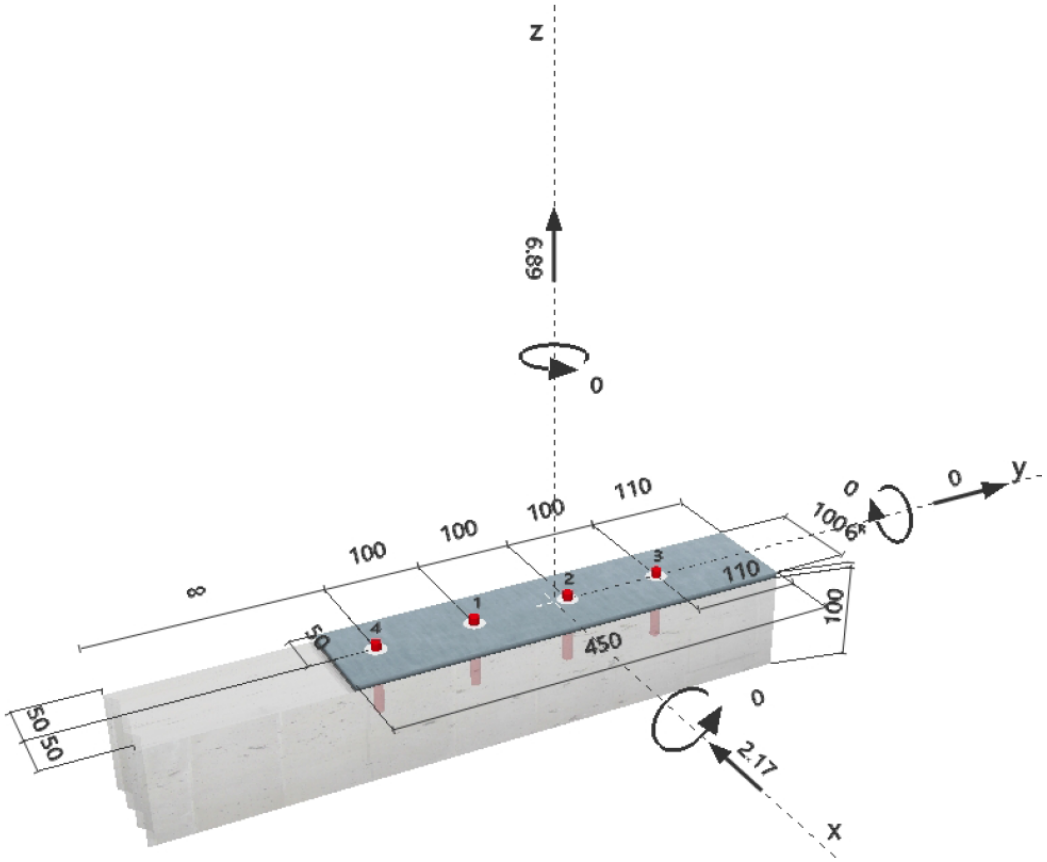
1 Dati da inserire



Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M10**
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act}$ = 60 mm ($h_{ef,limit}$ = - mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso I Valido:	14/05/2019 | -
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 6 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 100 mm x 450 mm x 6 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, , $f_{c,cube}$ = 37.00 N/mm^2; h = 100 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) con armatura di bordo longitudinale d >= 12 + maglia chiusa (staffe) s <= 100

R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]

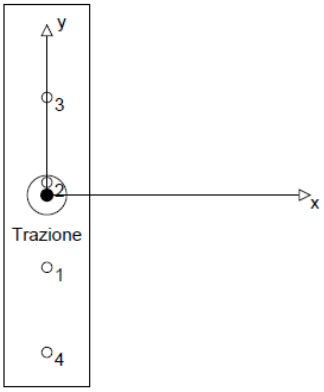


1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	**Combinazione 1**	**V_x = -2.170; V_y = 0.000; N = 6.890; M_x = 0.000; M_y = 0.000; M_z = 0.000;**	**no**	**no**	**66**
2	Combinazione 2	V_x = -7.230; V_y = 0.000; N = 2.720; M_x = 0.000; M_y = 0.000; M_z = 0.000;	no	no	60

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto



Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	1.481	0.467	-0.467	0.000
2	1.964	0.618	-0.618	0.000
3	2.446	0.770	-0.770	0.000
4	0.999	0.315	-0.315	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 6.890 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	2.446	30.933	8	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	6.890	10.471	66	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	6.890	12.544	55	OK
Fessurazione**	6.890	11.364	61	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
46.400	1.500	30.933	2.446

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
48 000	32 400	18.00	180	90	50
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	k	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$	
1.040	8.32	2.300	1.327	1.083	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1.000	35	0.720	0.867	1.000
$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
15.683	15.706	1.500	10.471	6.890	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
48 000	32 400	90	180		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	35	0.720	0.867	1.000
k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
7.200	20.354	1.500	12.544	6.890	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
49 200	36 864	96	192	1.000		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	35	0.733	0.856	1.000	7.200
$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
20.354	1.500	11.364	6.890			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0.770	18.560	5	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	2.170	20.941	11	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-**	2.170	12.085	18	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
23.200	1.250	18.560	0.770

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
48 000	32 400	18.00	90	180	50
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	k_4	k-factor	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1.040	8.32	2.300	2.000	1.327	1.083
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1.000	35	0.720	0.867	1.000
$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	
15.683	15.706	1.500	20.941	2.170	

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
60	10.0	1.700	0.110	0.072	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm²]	$A^0_{c,V}$ [mm²]			
50	33 750	11 250			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1.000	1.000	1.000	35	0.682	1.400
$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
6.330	1.500	12.085	2.170		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.658	0.180	1.500	61	OK

$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1.0$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 1.812 [kN]
V_{Sk} = 0.571 [kN]

δ_N = 0.029 [mm]
δ_V = 0.034 [mm]
δ_{NV} = 0.045 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 1.812 [kN]
V_{Sk} = 0.571 [kN]

δ_N = 0.183 [mm]
δ_V = 0.046 [mm]
δ_{NV} = 0.188 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

13.2.3.3 Verifica dell'ancoraggio lato trave

Si prevede l'applicazione di una sola barra filettata M12 in classe 8.8 al fine di non alterare lo schema statico della trave stessa, la quale non è chiamata a riprendere momenti flettenti.

Si riportano le caratteristiche di resistenza delle barre filettate M12, classe 8.8.

Area resistente:	A_{res} = 84.30 mm^2
Resistenza a rottura:	f_{tbk} = 800 MPa
Coefficiente di sicurezza:	γ_{M2} = 1.25
Resistenza a taglio:	**$F_{v,Rd}$** = 0.6 · f_{tbk} · A_{res} / γ_{M2} = **32.37 kN**
Resistenza a trazione:	**$F_{t,Rd}$** = 0.9 · f_{tbk} · A_{res} / γ_{M2} = **48.56 kN**

VERIFICA A TAGLIO

La verifica viene effettuata a taglio sulla barra filettata.

Lo sforzo di taglio agente è pari a:

$$V_{sd} = 7.23\ kN$$

Si riporta la verifica a taglio:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{7.23}{32.37} = 0.22 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A TRAZIONE

La verifica viene effettuata a trazione sulla barra filettata e si riporta il valore massimo anche se non concomitante col massimo taglio. Lo sforzo di trazione agente è pari a:

$$F_{t,Sd} = 6.67\ kN$$

Si riporta la verifica a trazione:

$$FS = \frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} = \frac{6.67}{48.56} = 0.14 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA COMBINATA TAGLIO-TRAZIONE

Si deve verificare che:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Essendo il risultato pari a 0.32 < 1.

VERIFICA SODDISFATTA

13.3 INTERVENTO 3 – PALESTRA – COLLEGAMENTO TRAVI PERIMETRALI-TIMPANO

13.3.1 Descrizione dell'intervento

L'intervento consiste nel collegamento tra le travi perimetrali in direzione trasversale e il timpano soprastante.

Come si evince dalla campagna indagini, le travi perimetrali sono state realizzate in maniera differente dalle travi in c.a.p. centrali e presentano le seguenti caratteristiche:

- Sezione rettangolare 40x45 cm e non sezione variabile come le travi centrali;
- Campata di luce 7.72 m, dunque dimezzata rispetto alle travi centrali;
- Ogni trave è in semplice appoggio tra un pilastro d'angolo e il pilastro centrale, non vi è dunque continuità in corrispondenza del pilastro centrale;
- La veletta soprastante porta anche la trave cornicione perimetrale, dunque esiste sicuramente un collegamento tra la veletta e la trave sottostante, altrimenti ribalterebbe anche solo per il momento dovuto al peso della trave cornicione;
- La trave a sezione rettangolare si trova altimetricamente al di sotto delle travi a doppia pendenza in c.a.p.

Dovendo comunque i tegoli seguire l'andamento della falda, il quale è comandato dalle travi a doppia pendenza, sia in termini di inclinazione, sia in termini di quota altimetrica, al di sopra della trave rettangolare perimetrale è stato realizzato un timpano in c.a. con getto successivo.

Tale situazione non è dichiarata apertamente all'interno degli elaborati progettuali, in quanto l'unica informazione a disposizione è quella che si evince dagli elaborati di progetto delle strutture prefabbricate, all'interno del quale il progettista dichiara che il tegolo poggerà perimetralmente su un *muro in opera a carico del Committente*.

Seguono viste del progetto.

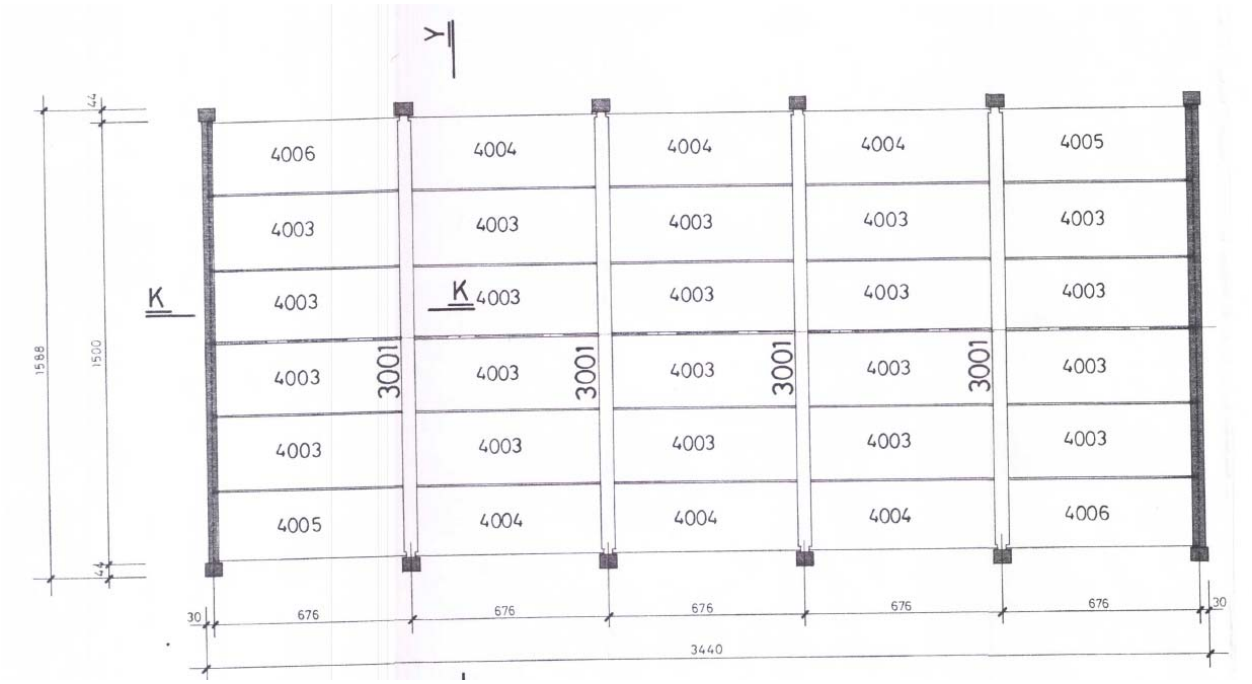


Figura 158 – Progetto delle strutture prefabbricate – Pianta copertura

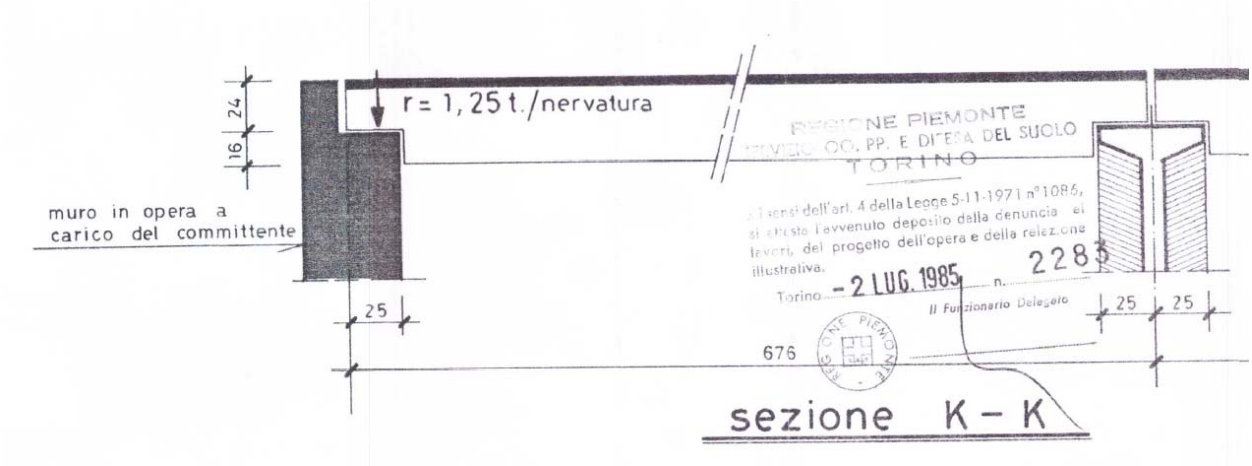


Figura 159 – Progetto delle strutture prefabbricate – Dettaglio appoggio tegoli perimetrali

Dalla campagna indagini è stato possibile ricostruire la situazione:

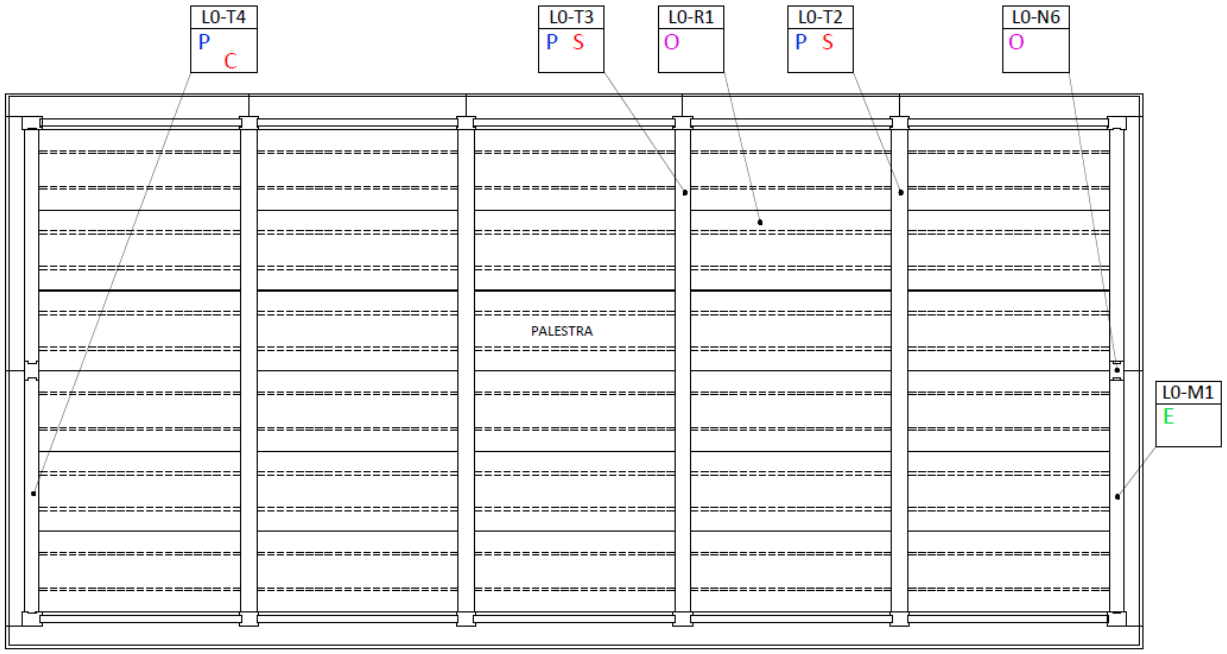


Figura 160 – Campagna indagini – Pianta palestra

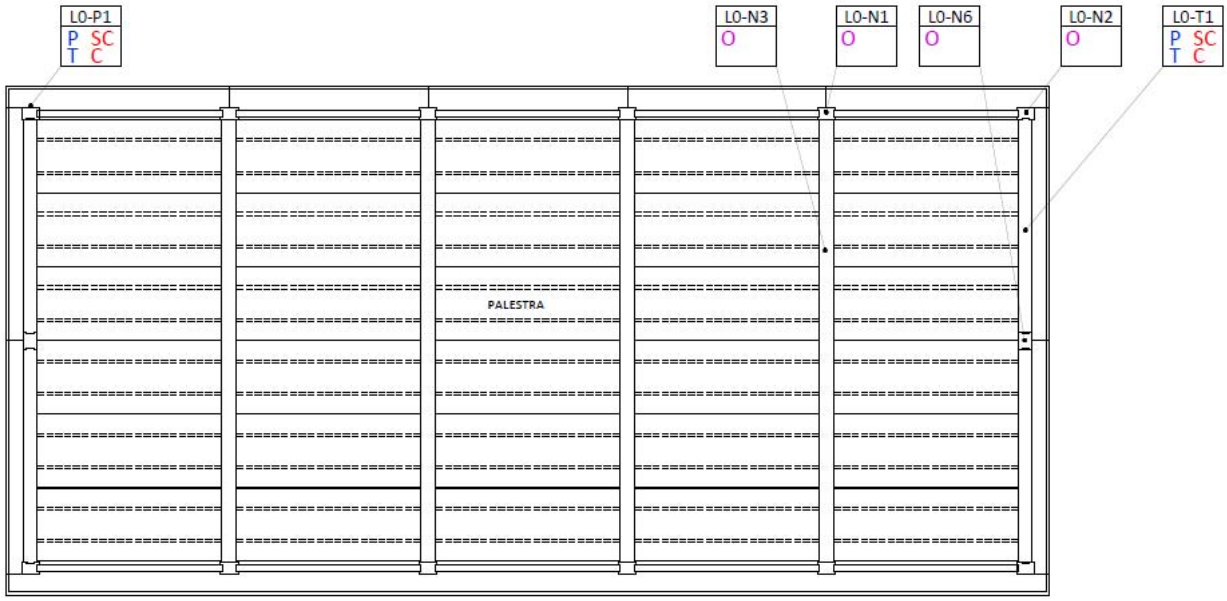


Figura 161 – Campagna indagini – Pianta palestra

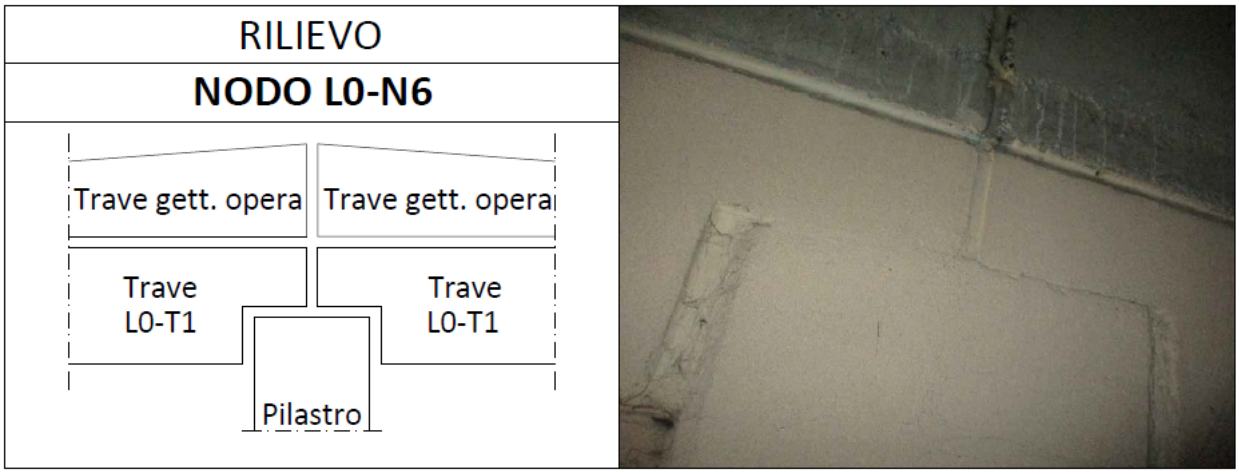


Figura 162 – Campagna indagini – Rilievo nodo su pilastro centrale



Figura 163 – Campagna indagini – Scarifiche della trave in opera



Figura 164 – Campagna indagini – Scarifiche della trave in opera

Come si evince dalla campagna indagini, la trave a sezione rettangolare ha la funzione principale di portare la veletta a sezione variabile soprastante, sulla quale risultano in appoggio i tegoli.

La veletta soprastante porta anche la trave cornicione perimetrale, dunque esiste sicuramente un collegamento tra la veletta e la trave sottostante, altrimenti ribalterebbe anche solo per il momento dovuto al peso della trave cornicione.

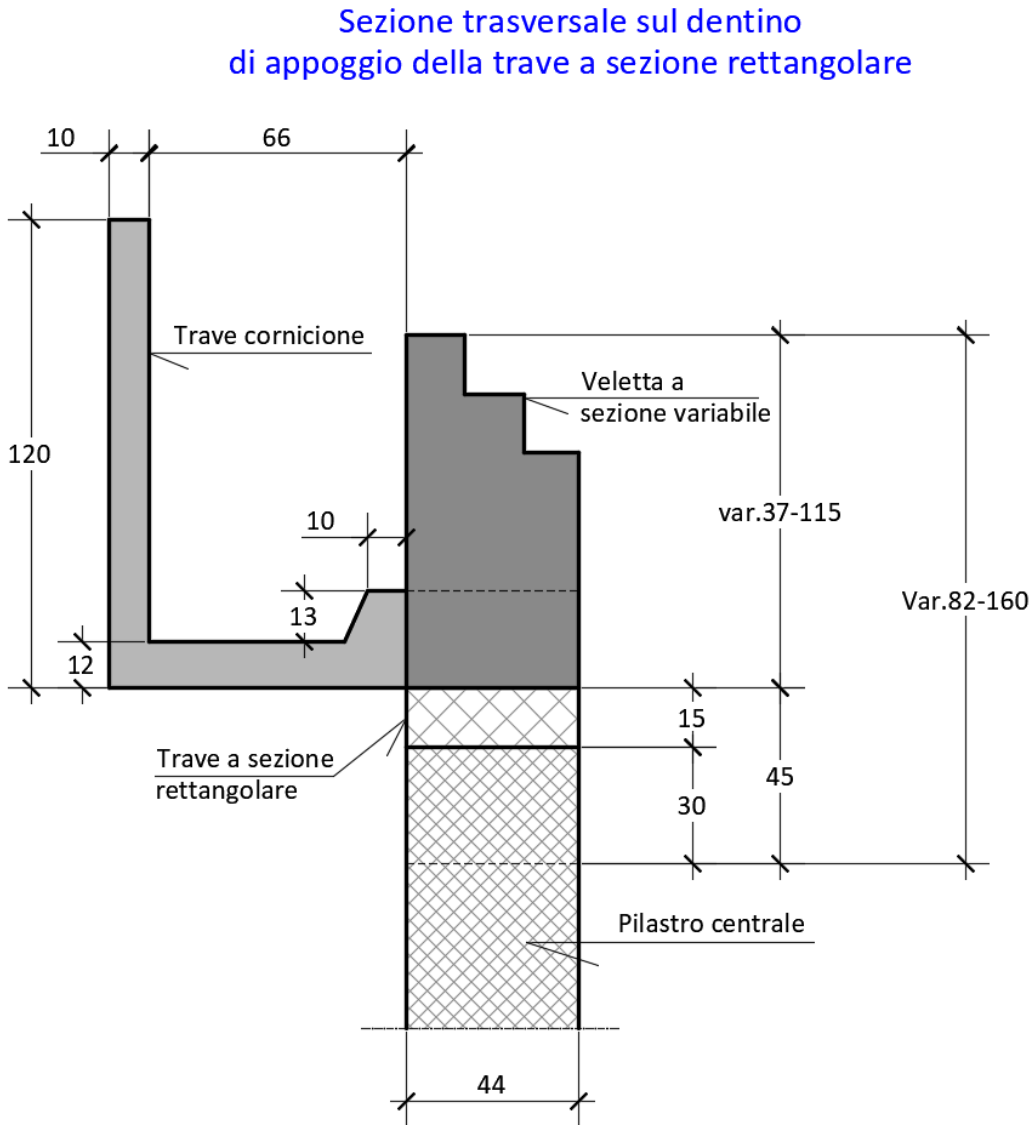


Figura 165 – Restituzione della sezione trasversale

L'intervento 1 prevede il collegamento dei tegoli alle travi, dunque in fase sismica si avrebbe la trasmissione di una forza tagliante la quale si tradurrebbe in un'azione ribaltante per la veletta.

Non vi è alcuna garanzia, il collegamento esistente sia efficace a riprendere un'azione aggiuntiva come quella sismica; certo è che il collegamento esistente è stato pensato per portare i carichi gravitazionali (peso proprio ed eventuale neve con accumulo).

L'intervento qui previsto è dunque finalizzato ad evitare fenomeni di ribaltamento globale dell'insieme veletta+trave cornicione, prevedendo un collegamento anti ribaltamento degli stessi alla trave sottostante, **per la sola azione sismica** e non per i carichi gravitazionali per la quale risulta esser pensata.

13.3.2 Determinazione dell'azione sismica

Segue la determinazione della forza ribaltante alla quale risulta essere soggetto l'insieme veletta+trave cornicione in fase sismica.

Determinazione del carico verticale per metro lineare.

Peso trave cornicione:	5.37 kN/m
Peso veletta	7.60 kN/m
Interasse di competenza:	3.38 m
Peso tegolo, isolamento, guaine, controsoffitto:	2.00 kN/m^2
Peso totale associato alla trave:	W_{TOT} = 5.37 + 7.60 + 2 kN/m^2 x 3.38 m = **19.73 kN/m**

Come riportato in precedenza, il massimo valore di accelerazione associato ai modi della struttura risultano:

$$S_{eX} = 0.169\ g$$

Ai fini delle verifiche si farà riferimento alla combinazione sismica, definita al §2.5.3 del D.M. 17 Gennaio 2018 e riportata di seguito:

$$E_d + G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Per il caso in esame, i collegamenti vengono dimensionati allo scopo di assorbire esclusivamente le sollecitazioni sismiche (termine E_d); gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Il valore della forzante sismica, assunta agente nel piano orizzontale e lungo la direzione ribaltante X globale, risulta pari a:

$$F_{TOTX} = W_{TOT} \cdot S_{eX}/g = 19.73\ kN/m \cdot 0.169g/g = 3.33\ kN/m$$

La forza orizzontale sopra calcolata per il braccio h provoca un momento ribaltante M_{rib}.

A favore di sicurezza, il valore di h sarà il massimo e dunque pari a 1.60 metri.

$$M_{rib} = F_{TOTX} \cdot h = 3.33 \frac{kN}{m} \cdot 1.60m = 5.33\ kNm/m$$

13.3.3 Verifica ancoraggio

Segue la verifica per metro lineare, nell'ipotesi che tutto il momento venga ripreso dalla piastra interna.

Il momento $M_{rib} = 5.33\ kNm/m$ si traduce in una forza di trazione data dal momento diviso il braccio tra le due file di tasselli $d = 0.12m$.

La forza di trazione per metro lineare è pari a 44.42 kN.

Nel modello sotto riportato, il calcolo viene eseguito per necessità di modellazione, con riferimento ad una porzione di lunghezza 60 cm; dato il passo dei tasselli pari a 30 cm, la forza applicata è pari a:

$$F_1 = 44.42 \cdot 0.60 = 26.65\ kN$$

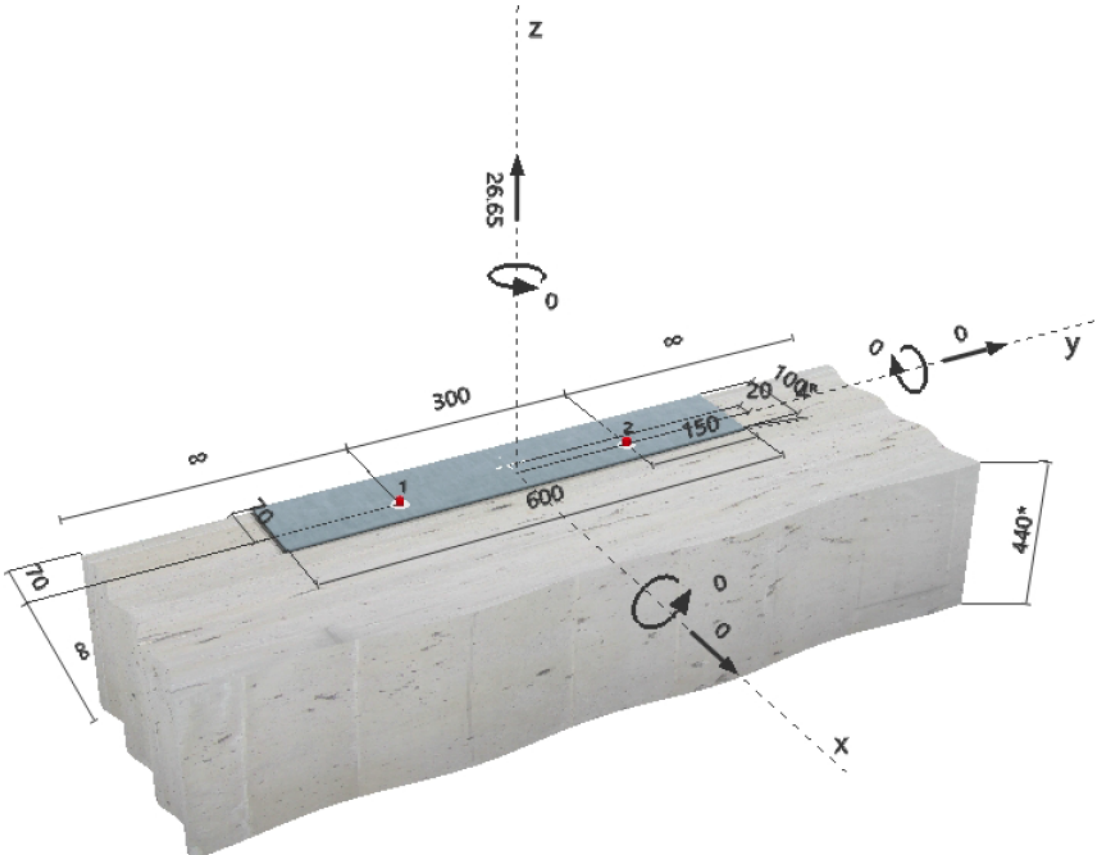
1 Dati da inserire



Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M10**
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act}$ = 140 mm ($h_{ef,limit}$ = - mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso I Valido:	14/05/2019 | -
Prova:	Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 4 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 100 mm x 600 mm x 4 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, , $f_{c,cyl}$ = 30.00 N/mm^2; h = 440 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) con armatura di bordo longitudinale d >= 12 + maglia chiusa (staffe) s <= 100

R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]

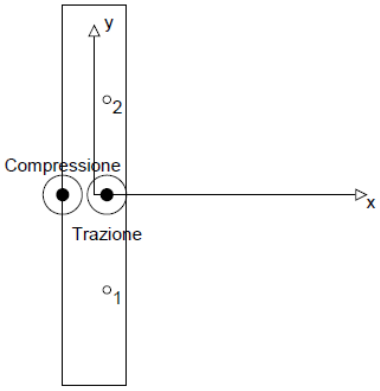


2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	13.325	0.000	0.000	0.000
2	13.325	0.000	0.000	0.000



Compressione max. nel calcestruzzo: 0.00 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 0.01 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(20/0): 26.650 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(-50/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	13.325	30.933	44	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	26.650	29.244	92	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	26.650	42.583	63	OK
Fessurazione**	26.650	75.766	36	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
46.400	1.500	30.933	13.325

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\psi_{A,Np}$	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
137 165	96 000	1.429	18.00	310	155	70

ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	max $\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1.040	8.32	15.88	1.257	1.004

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1.000	0	1.000	0.836	1.000

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
36.593	43.866	1.500	29.244	26.650

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]
201 600	176 400	1.143	210	420

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.800	1.000

k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
7.700	69.862	1.500	42.583	26.650

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$
117 600	78 400	1.500	140	280	1.276

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	0.850	1.000	7.700

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
69.862	1.500	75.766	26.650

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 9.870 [kN] $\quad \delta_N$ = 0.067 [mm]

V_{Sk} = 0.000 [kN] $\quad \delta_V$ = 0.000 [mm]

δ_{NV} = 0.067 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 9.870 [kN] $\quad \delta_N$ = 0.426 [mm]

V_{Sk} = 0.000 [kN] $\quad \delta_V$ = 0.000 [mm]

δ_{NV} = 0.426 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

13.3.4 Verifica a taglio della piastra

La piastra avrà l'onere di riprendere lo sforzo di taglio precedentemente calcolato e pari a:

$$F_{TOTX} = W_{TOT} \cdot S_{eX}/g = 19.73\ kN/m \cdot 0.169g/g = 3.33\ kN/m$$

La piastra ha spessore 4mm, pertanto la sezione resistente sarà pari a:

$$A_{res} = 1000 \cdot 4 = 4000\ mm^2$$

La tensione dovuta al taglio sarà pari a:

$$\tau_{sd} = \frac{3330}{4000} = 0.83\frac{N}{mm^2} < \tau_{rd} = \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 151.21\frac{N}{mm^2}$$

VERIFICA A TAGLIO SODDISFATTA

13.3.5 Verifica a punzonamento della piastra

Segue la verifica a punzonamento della piastra sotto lo sforzo di trazione di 13.33 kN per singolo tassello.

La resistenza a punzonamento della piastra è ottenuta come segue:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

In cui:

Minimo tra il diametro del dado e diametro testa bullone: $d_m = 10mm$

Spessore del piatto: $t_p = 4mm$

Resistenza a rottura della piastra: $f_{tk} = 430\ MPa$

Coefficiente di sicurezza: $\gamma_{M2} = 1.25$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 10 \cdot 4 \cdot 430}{1.25} = 25\,937\ N = 25.94\ kN$$

Segue la verifica:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{13.33}{25.94} = 0.51 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA.

13.4 INTERVENTO 4 – PALESTRA – AMPLIAMENTO GIUNTO LATO PENSILINA IN C.A.

Il presente paragrafo è finalizzato alla determinazione del giunto necessario tra la palestra e la pensilina sui lati est e sud.

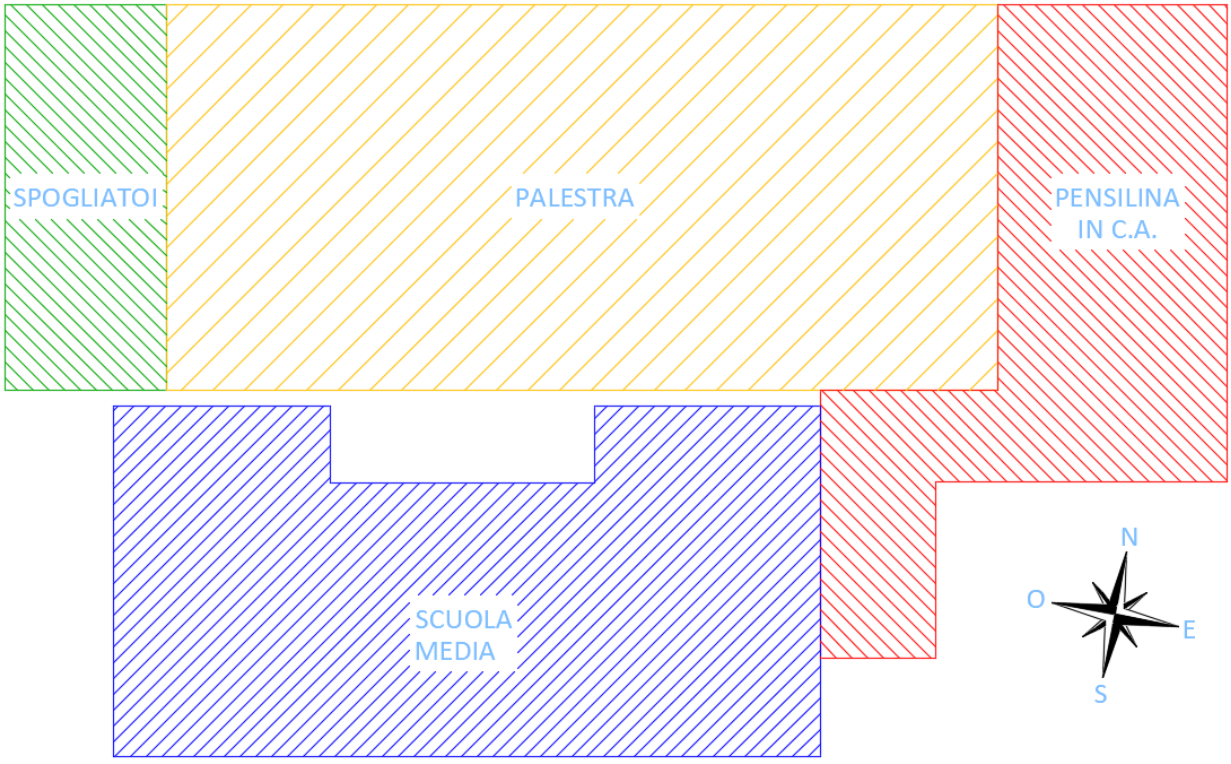


Figura 166 – Strutture adiacenti alla palestra

Gli spostamenti dei pilastri della palestra, precedentemente calcolati all'altezza della pensilina, risultano essere:

$d_{EX} = 1.007 \cdot 1.50 = \ 1.511\ cm$ LATO PENSILINA

$d_{EY} = 0.937 \cdot 1.50 = \ 1.406\ cm$ LATO PENSILINA

Per determinare lo spostamento massimo della pensilina, si determina innanzitutto il periodo proprio principale, secondo la formulazione semplificata contenuta nella Circolare Esplicativa n°7/2019 §C7.3.3.2:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.256\ s$$

Con:

$C_1 = 0.075$ per strutture in telaio in cls

$H = 5.15m$ Altezza della costruzione

All'interno dello spettro di risposta elastico, al periodo sopra riportato è associata un'accelerazione:

$$S_e = 0.195g = 1.91295\ m/s^2$$

Il passaggio dalla pseudo-accelerazione allo pseudo-spostamento è così ottenuto:

$$S_{De} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_e = 0.0032\ m = 0.32\ cm$$

Lo spostamento massimo della pensilina nelle due direzioni sarà dunque pari a 0.32 cm.

Ai fini della determinazione del giunto strutturale necessario tra le due strutture, si fa riferimento alle NTC 2018 §7.2.1:

> DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE
>
> La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;
>
> La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccato della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_gS/g \leq 1$.
>
> Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per a_gS/g; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse. Il presente capoverso non si applica ai ponti.
>
> Se le costruzioni hanno dispositivi d'isolamento sismico e/o dissipazione, particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi e/o giunti, tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

Dall'analisi della normativa, si evince che la verifica a martellamento è soddisfatta se il giunto è superiore a:

- Somma degli spostamenti a SLV calcolati per ciascuna costruzione:

Nel caso in esame, si ottengono i seguenti spostamenti nelle due direzioni:

$d_{EX} = 1.511\ cm + 0.320\ cm = 1.831\ cm$ LATO EST

$d_{EY} = 1.406\ cm + 0.320\ cm = 1.726\ cm$ LATO SUD

- La distanza d tra le due costruzioni è:

$$d \geq \frac{h}{100} \cdot \frac{2 \cdot a_g \cdot S}{g} = 0.76\ cm$$

h: quota dei punti considerati = 5.15 m nel caso in esame

$$a_g = 0.4816\ m/s^2$$

$S = 1.50$

Dalle analisi sopra riportate, si evince che un giunto di 1.83 cm sarebbe sufficiente ad evitare fenomeni di martellamento. Essendo il giunto a progetto pari a 5 cm in entrambe le direzioni.

VERIFICA SODDISFATTA

13.5 INTERVENTO 5 – PALESTRA – RINFORZO DEI PLINTI A BICCHIERE

Come riportato nelle calcolazioni precedenti, tutti i colli dei plinti a bicchiere della palestra necessitano di essere rinforzati, in particolare il Fattore di Sicurezza minore e pari a 0.64 è stato ottenuto per la verifica fuori piano dei pilastri centrali.

L'intervento prevede l'aumento dello spessore delle pareti del bicchiere ottenendo un valore minimo di 30 cm; allo stato attuale, le pareti presentano spessore di 19 cm alla base e 17.5 cm in sommità.

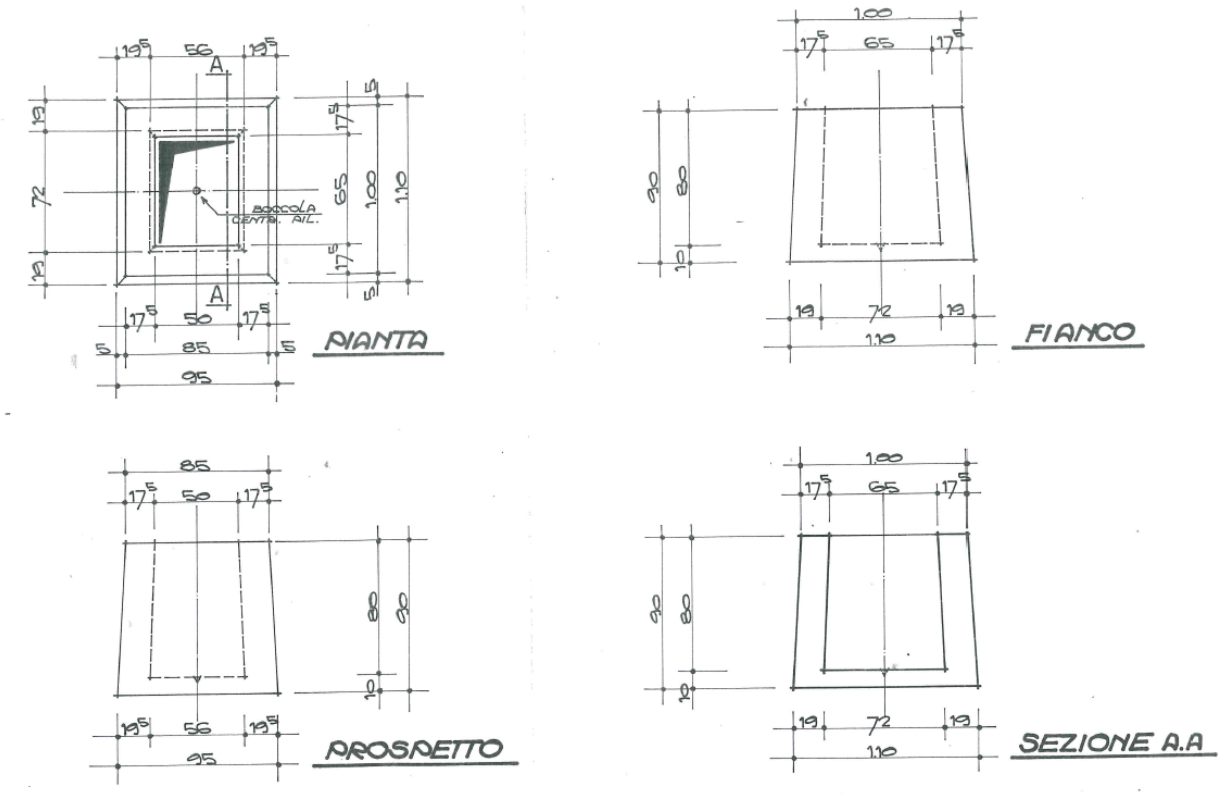


Figura 167 – Carpenteria plinti

Si prevede l'inserimento, nel nuovo spessore, di una nuova armatura di cerchiatura esterna e di nuova armatura verticale, il tutto solidarizzato all'esistente mediante inghisaggi con resina per ancoraggi strutturali pesanti.

13.5.1 Pilastri centrali

VERIFICHE NEL PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	14.34	kN	Taglio
MEd =	111.32	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	223.07	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	208.73	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	300	mm	Spessore pareti
a =	600	mm	Larghezza pilastro
b =	440	mm	Profondità pilastro
A =	650	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	500	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	950	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	290	mm			
d = t-c =	280	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	252	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.15				
As = Al =	773.58	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.26				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	527.22	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.36
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	642.48	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.88
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	496.34	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.38
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	606.73	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.72
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.79				
Av =	632	mm^2	Arm. Verticale in parete	4+4 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	498.88	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.24
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	2340.96	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	10.49

La Verifica risulta SODDISFATTA con Fs = 2.24.

VERIFICHE FUORI PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	18.88	kN	Taglio
MEd =	146.52	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	293.60	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	274.73	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	300	mm	Spessore pareti
a =	440	mm	Larghezza pilastro
b =	600	mm	Profondità pilastro
A =	500	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	650	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	950	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	325	mm			
d = t-c =	280	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	252	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.29				
As = Al =	773.58	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 fi 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.26				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	470.45	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.60
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	560.71	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.91
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	603.04	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.20
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	606.73	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.07
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.79				
Av =	790	mm^2	Arm. Verticale in parete	5+5 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	623.60	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.12
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	2340.96	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	7.97

La Verifica risulta SODDISFATTA con Fs = 1.60.

13.5.2 Pilastri su lato minore

VERIFICHE NEL PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	17.62	kN	Taglio
MEd =	143.66	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	286.98	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	269.36	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	300	mm	Spessore pareti
a =	600	mm	Larghezza pilastro
b =	440	mm	Profondità pilastro
A =	650	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	500	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	950	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	290	mm			
d = t-c =	280	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	252	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.15				
As = Al =	773.58	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.26				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	527.22	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.84
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	642.48	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.24
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	496.34	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.84
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	606.73	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.11
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.79				
Av =	632	mm^2	Arm. Verticale in parete	4+4 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	498.88	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.74
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	2340.96	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	8.16

La Verifica risulta SODDISFATTA con Fs = 1.74.

VERIFICHE FUORI PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	15.96	kN	Taglio
MEd =	130.13	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	259.95	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	243.99	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	300	mm	Spessore pareti
a =	440	mm	Larghezza pilastro
b =	600	mm	Profondità pilastro
A =	500	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	650	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	950	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	325	mm			
d = t-c =	280	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	252	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.29				
As = Al =	773.58	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.26				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	470.45	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.81
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	560.71	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.16
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	603.04	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.47
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	606.73	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.33
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.79				
Av =	790	mm^2	Arm. Verticale in parete	5+5 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	623.60	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.40
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	2340.96	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	9.01

La Verifica risulta SODDISFATTA con Fs = 1.81.

13.5.3 Pilastri d'angolo

VERIFICHE NEL PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	16.18	kN	Taglio
MEd =	127.60	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	255.43	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	239.25	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	300	mm	Spessore pareti
a =	600	mm	Larghezza pilastro
b =	440	mm	Profondità pilastro
A =	650	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	500	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	950	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	290	mm			
d = t-c =	280	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	252	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.15				
As = Al =	773.58	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.26				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	527.22	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.06
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	642.48	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.52
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	496.34	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.07
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	606.73	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.38
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.79				
Av =	632	mm^2	Arm. Verticale in parete	4+4 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	498.88	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	1.95
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	2340.96	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	9.16

La Verifica risulta SODDISFATTA con Fs = 1.95.

VERIFICHE FUORI PIANO PRINCIPALE:

VERIFICA PLINTI A BICCHIERE secondo CNR 10025/98

(Guida all'EC2 con riferimento NTC - AICAP)

MATERIALI			
Calcestruzzo CLASSE			
fcm =	30.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fcd =	**16.67**	**N/mm^2**	
fctd =	2.22	N/mm^2	
Ec =	32837	N/mm^2	
Acciaio TIPO	FeB 44k		
fyk =	430.00	N/mm^2	
FC =	1.2		
fyd = (fsd) =	**311.59**	**N/mm^2**	
Es =	210000	N/mm^2	

SOLLECITAZIONI AGENTI SUL POZZETTO			
VSd =	12.73	kN	Taglio
MEd =	94.38	kNm	Momento flettente
NEd =		kN	Carico Verticale

AZIONI SUL BICCHIERE			
F1,Sd =	189.69	kN	= VSd+3/2*MEd/h
F2,Sd =	176.96	kN	= 3/2*MEd/h
F3,Sd =	0.00	kN	= NEd

GEOMETRIA PLINTO			
h =	800	mm	Altezza collo
t =	300	mm	Spessore pareti
a =	440	mm	Larghezza pilastro
b =	600	mm	Profondità pilastro
A =	500	mm	Larghezza interna pozzetto
B =	650	mm	Profondità interna pozzetto
d_0 = 1.5*t + min (A ; B)=	950	mm	braccio di leva orizzontale pareti
cop =	20	mm	Copriferro
tf =	300	mm	Altezza suola

VERIFICA BORDI FRONTALI					
c = (B+t)/2 - b/4 =	325	mm			
d = t-c =	280	mm	altezza utile pareti pozzetto		
z = 0.9*d =	252	mm	braccio interno di calcolo		
λ = c/z =	1.29				
As = Al =	773.58	mm^2	Arm. di cerchiatura esterna	4 ϕ 14	
A's = A'l =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura interna	4 ϕ 8	
α = A's / As =	0.26				
Aw =	200	mm^2	Arm. di cerchiatura inferiore	4 ϕ 8	
α_e = Es / Ec =	6.40				
LATO ACCIAIO					
F1,Rd = 2As*(1+α)*fsd/λ =	470.45	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.48
LATO CALCESTRUZZO PARTE SUPERIORE					
F1,Rd = 2*0.4d*h/2*(fcd/(1+λ^2))=	560.71	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	2.96
LATO CALCESTRUZZO PARTE INFERIORE					
F2,Rd = (t*(b+t)+α_e*Aw)*fctd=	603.04	kN	> F2,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	3.41
VERIFICA BORDI LATERALI					
FERRI INTERNI/ESTERNI					
F1,Rd = 2(Al+Al')*fsd =	606.73	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	3.20
VERIFICHE PARETI LATERALI					
C_0 = min (0.2d_0 ; tf/2) =	150	mm			
h_0 = 3/4h + c_0 =	750	mm			
λ_0 = h_0 / d_0 =	0.79				
Av =	790	mm^2	Arm. Verticale in parete	5+5 ϕ 10	
FERRI VERTICALI					
F1,Rd = 2Av*(fsd/λ_0) =	623.60	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	3.29
CALCESTRUZZO					
F1,Rd = 2*0.4*d_0*t *(fcd/(1+λ_0^2))=	2340.96	kN	> F1,Sd	**VERIFICA SODDISFATTA con FS=**	12.34

La Verifica risulta SODDISFATTA con Fs = 2.48.

14. INTERVENTI IN PROGETTO – SPOGLIATOI E SERVIZI

Come si evince dalle calcolazioni precedentemente riportate, il locale spogliatoi e servizi presenta vulnerabilità sismica rispetto all'accelerazione di progetto.

Le principali vulnerabilità riguardano la rottura a pressoflessione dei pilastri, l'eccessiva deformabilità in direzione della palestra e l'assenza di collegamenti a taglio tra gli elementi.

Per ovviare a tali problematiche, è necessario prevedere interventi globali che incrementino la resistenza e la rigidezza della struttura ed interventi locali quali sono i collegamenti; i primi alterano il comportamento globale della struttura in fase sismica, mentre i secondi non alterano il comportamento.

Al fine di incrementare la resistenza e la rigidezza della struttura, si prevede con l'Intervento 6 la realizzazione di lesene rese collaboranti con i pilastri d'angolo esistenti e posizionate in direzione X globale (direzione che presenta maggiori criticità sia in termini di resistenza sia di deformabilità).

Tutte le verifiche precedentemente effettuate saranno pertanto reiterate secondo il nuovo schema statico; come si evince dai risultati nel seguito riportati, tale soluzione risulta efficace nello scaricare i pilastri centrali, facendoli risultare verificati con l'armatura esistente e, ridurre la deformabilità della struttura nella direzione considerata.

14.1 INTERVENTO 6 – SPOGLIATOI – RINFORZO DEI PILASTRI

14.1.1 Modellazione e ipotesi di calcolo

L'intervento 6 prevede l'inserimento di lesene 25x40 cm in direzione longitudinale, solidarizzate ai pilastri d'angolo.

Il modello presenta dunque le medesime condizioni e discretizzazioni già descritte nei paragrafi precedenti, con la differenza che i pilastri d'angolo presentano sezione 50x40 tenendo in considerazione le lesene di rinforzo previste.

Questo intervento comporta un duplice vantaggio:

- Incrementa la rigidezza della struttura in direzione X globale (verso la palestra) limitandone dunque gli spostamenti;
- Scarica i pilastri centrali del locale spogliatoi e servizi, facendoli dunque risultare verificati per l'armatura già presente e senza prevedere dunque per questi alcun intervento di rinforzo.

14.1.2 Viste del modello di calcolo

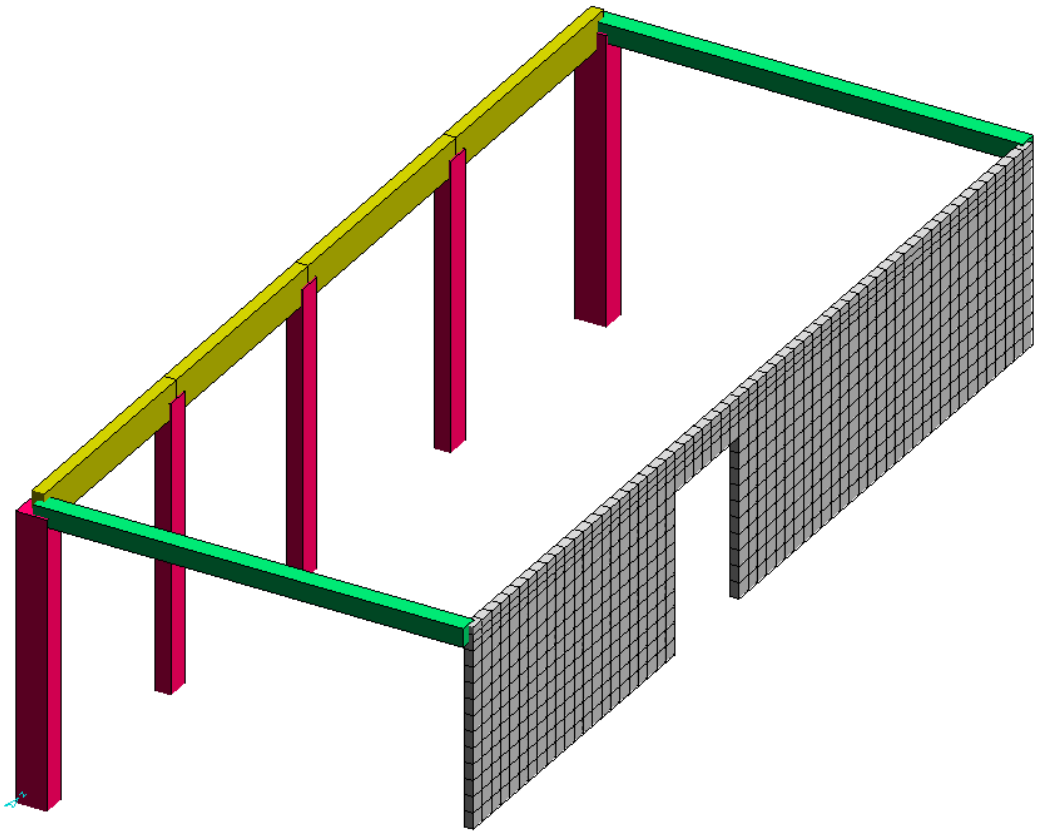


Figura 168 – Locale Spogliatoi e servizi – Vista del modello di calcolo

14.1.3 Condizioni di carico

Schede condizioni

Nuova scheda | Modifica scheda | Duplica scheda | Elimina scheda

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2018	Categoria in norme preced
001)	Peso_proprio	1	734	Peso proprio	Permanente
002)	Permanenti_portati	1	7	Permanente	Permanente
003)	Tamponamenti_I	1	6	Altro ...	Altro ...
004)	Autovett_001_(X)	1	691	Modo proprio X	Altro ...
005)	Autovett_002_(X)	1	7	Modo proprio X	Altro ...
006)	Autovett_002_(Y)	1	7	Modo proprio Y	Altro ...
007)	Autovett_008_(X)	1	2	Modo proprio X	Altro ...
008)	Autovett_008_(Y)	1	635	Modo proprio Y	Altro ...
009)	Sisma_X	1	751	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
010)	Torcente_add._X	1	751	Torcente addiz X SLU	Altro ...
011)	Sisma_Y	1	751	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
012)	Torcente_add._Y	1	129	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

14.1.4 Combinazioni di carico

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SISMAX SLU	nessuna	somma	4	1.000	quadr.		
				5	1.000	quadr.		
				7	1.000	quadr.		
				10	1.000	±		
2	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	quadr.		
				8	1.000	quadr.		
				12	1.000	±		
3	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	1	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
4	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	1	0.300

14.1.5 Analisi sismica dinamica lineare

```
ANALISI DINAMICA                              lavoro :\045_20

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
Assi di vibrazione:   X   Y
Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio  sito in località  SAN GIUSTO CANAVES ( long. 7.810   lat. 45.313700 )
Categoria del suolo di fondazione  = C
Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500
Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000
S   =  1.500
Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni
Coefficiente d'uso CU           = 1.5

Periodo di riferimento VR       = 75.0

PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %

Tempo di ritorno                = 711

Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0

Valori risultanti per :
ag  0.482  [g/10]
Fo  2.704
TC* 0.290

Fattore di comportamento q         = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.653

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO   COEFFICIENTE       PESO RISULTANTE
                                                      [kN]
               1.                1.000              274.980
               2.                1.000              551.178
               3.                1.000              185.198

                  ***  TABELLA AUTOVETTORI  ***

 n | PERIODO  |      MASSA ATTIVATA     |        COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE
   |  [sec]   |    %X      %Y      %Z   |   n+1    n+2    n+3    n+4    n+5    n+6    n+7
 1 | 0.582063 |  96.774   0.000   0.000 |  0.034  0.000  0.000  0.000  0.000  0.000  0.000
 2 | 0.346587 |   0.000  31.149   0.000 |  0.001  0.001  0.001  0.000  0.000  0.000
 3 | 0.033720 |   2.182   0.000   0.000 |  0.964  0.315  0.111  0.044  0.035
 4 | 0.033075 |   0.007   0.702   0.000 |  0.380  0.126  0.048  0.038
 5 | 0.029114 |   0.000   0.028   0.000 |  0.355  0.094  0.069
 6 | 0.025454 |   0.000   0.056   0.000 |  0.249  0.161
 7 | 0.021405 |   0.001   0.006   0.000 |  0.778
 8 | 0.020291 |   0.000  64.193   0.000 |
-----------------------------------------
   MASSA TOTALE  98.964  96.135   0.000 |
-----------------------------------------
```

14.1.6 Analisi statica lineare complementare

L'analisi viene effettuata una volta per il periodo proprio principale in direzione X ed una volta per il proprio principale in direzione Y. Per semplicità di lettura della presente, si riporta il solo tabulato in direzione Y.

```
------------------------------------------------------------------------------
Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )
------------------------------------------------------------------------------

DATI PROGETTO
Edificio  sito in località  SAN GIUSTO CANAVES ( long. 7.810   lat. 45.313700 )
Categoria del suolo di fondazione  = C
Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.500
Coeff. di amplificazione topografica   ST = 1.000
S   =  1.500
Vita nominale dell'opera VN     = 50  anni
Coefficiente d'uso CU           = 1.5
Periodo di riferimento VR       = 75.0
PVR : probabilità di superamento  in VR   = 10 %
Tempo di ritorno                = 711
Coeff. di smorzamento viscoso   = 5.0

Valori risultanti per :
ag  0.482  [g/10]
Fo  2.704
TC* 0.290

Fattore di comportamento q         = 1.500
Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto   = 0.653

Coeff. lambda    =   1.0000
Sd               =    0.080  per T1 =   0.020

Numero condizioni generanti carichi sismici :    3

Cond. 001 :         Peso_proprio   con coeff.     1.000
Cond. 002 :   Permanenti_portati   con coeff.     1.000
Cond. 003 :       Tamponamenti_I   con coeff.     1.000

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 011 :              Sisma X
Cond. 012 :              Sisma Y
Cond. 013 :      Torcente add. X
Cond. 014 :      Torcente add. Y

Carichi sismici :

|   Piani|     Pesi| C. distr.| Forze piano|Torc. piano X|Torc. piano Y| Bar. X| Bar. Y|
|      cm|       kN|          |          kN|          kNm|          kNm|     cm|     cm|
|   155.0|    13.51|    0.0276|        0.37|          0.3|          0.0|  686.0|  788.7|
|   206.7|     9.01|    0.0368|        0.33|          0.3|          0.0|  686.0|  788.7|
|   258.3|    18.01|    0.0460|        0.83|          0.6|          0.0|  686.0|  788.7|
|   310.0|    27.02|    0.0552|        1.49|          1.2|          0.0|  686.0|  788.7|
|   361.7|     9.01|    0.0644|        0.58|          0.4|          0.0|  686.0|  788.7|
|   413.3|    18.60|    0.0736|        1.37|          1.1|          0.0|  686.0|  784.2|
|   465.0|   875.52|    0.0828|       72.52|         56.0|         24.9|  233.4|  771.7|
```

14.1.7 Analisi delle sollecitazioni

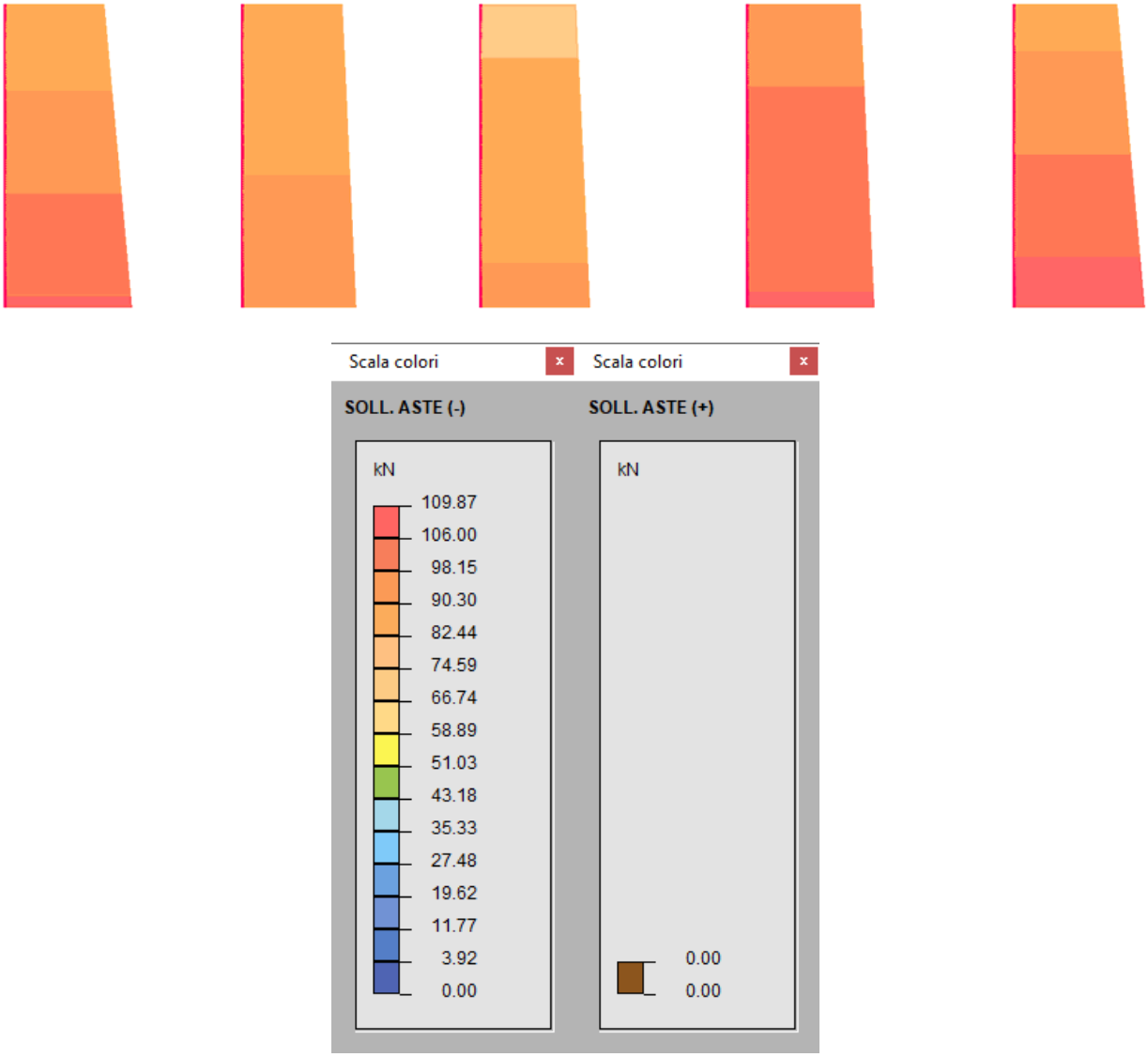


Figura 169 – Colonne – Sforzi assiali

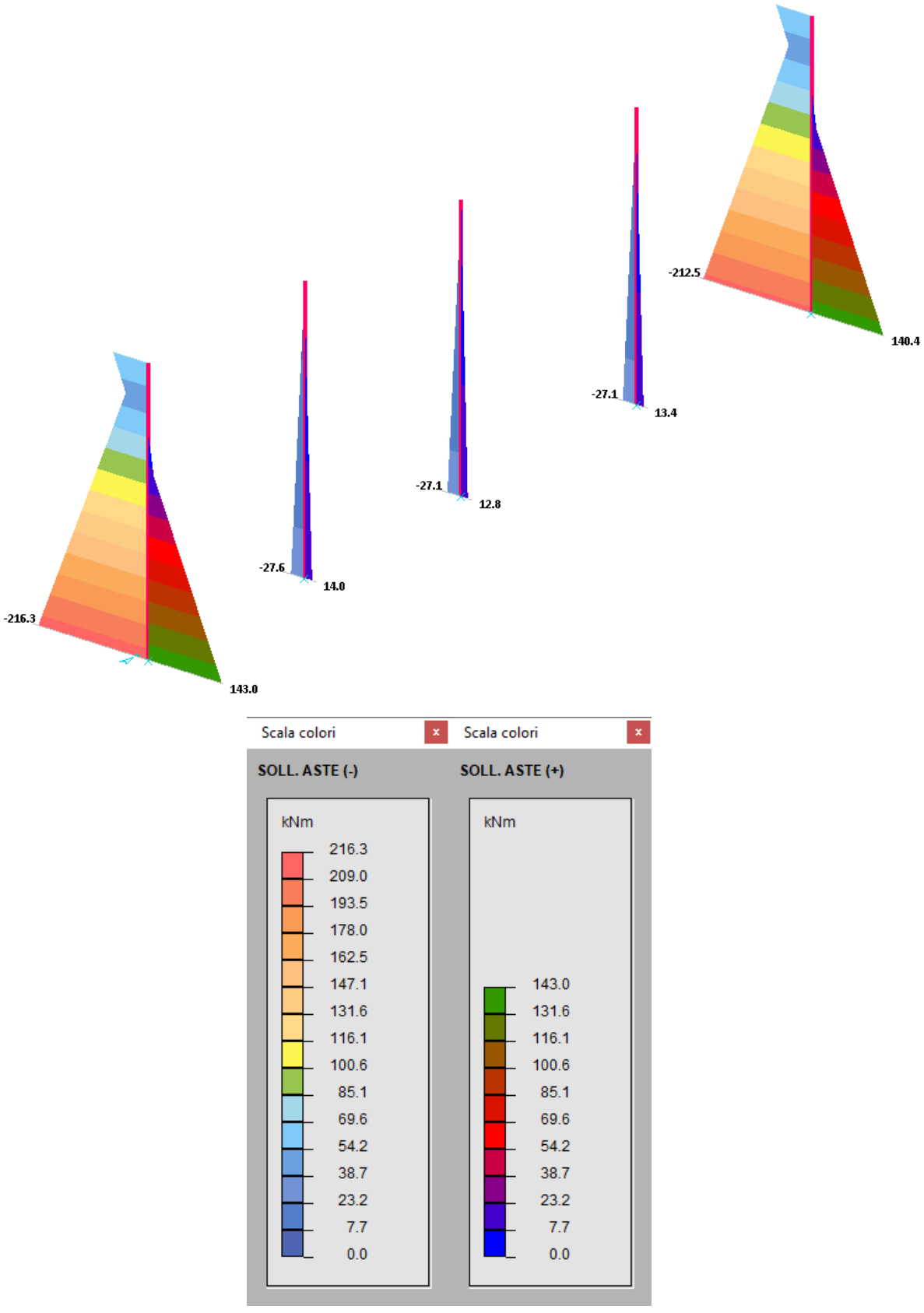
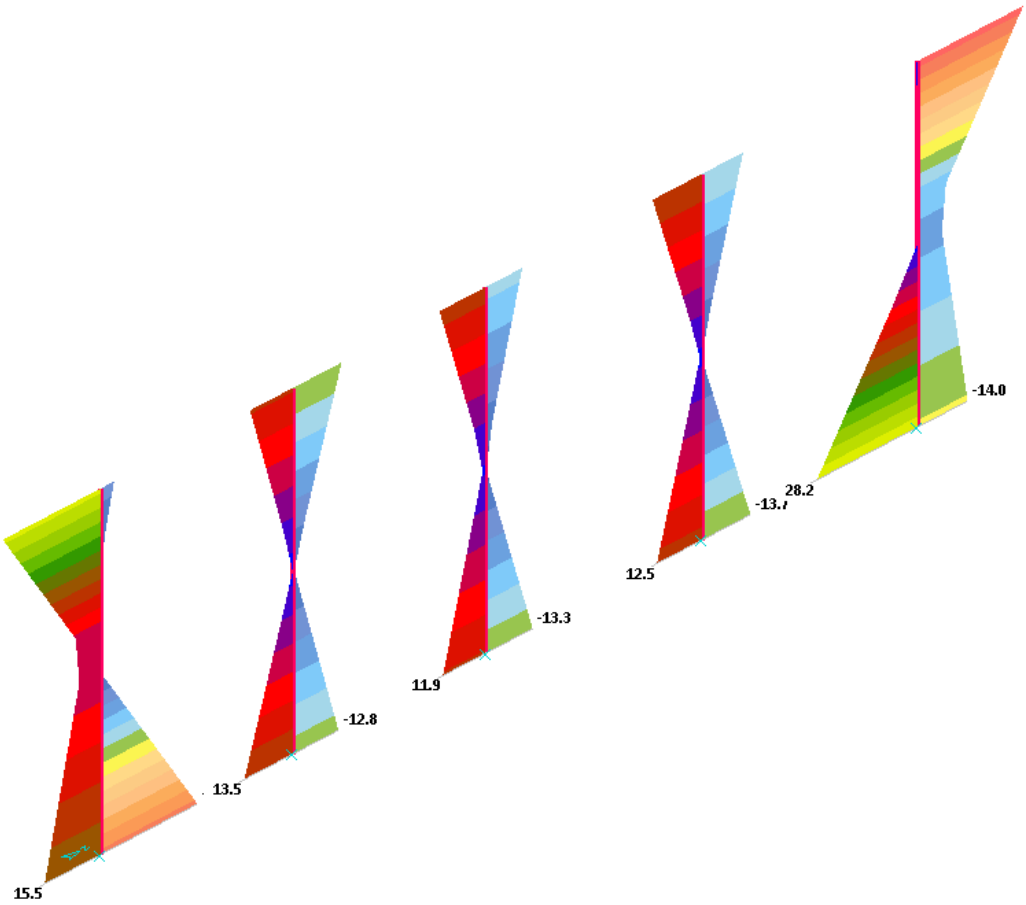


Figura 170 – Colonne – Momenti flettenti Mz



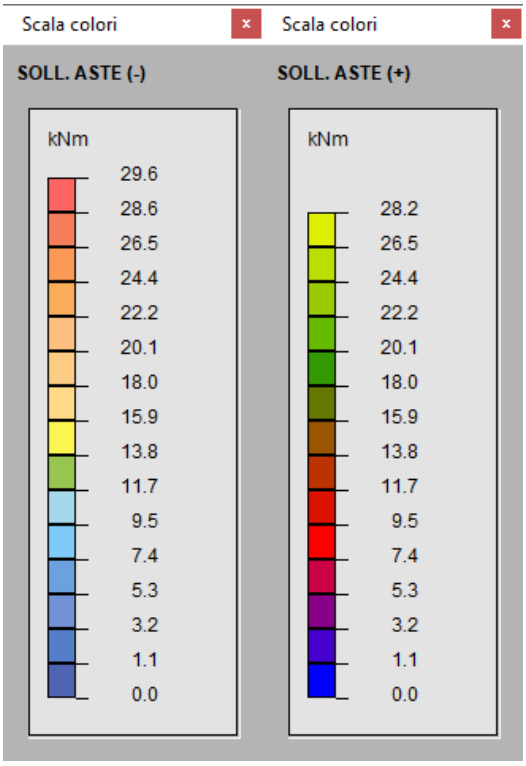


Figura 171 – Colonne – Momenti flettenti My

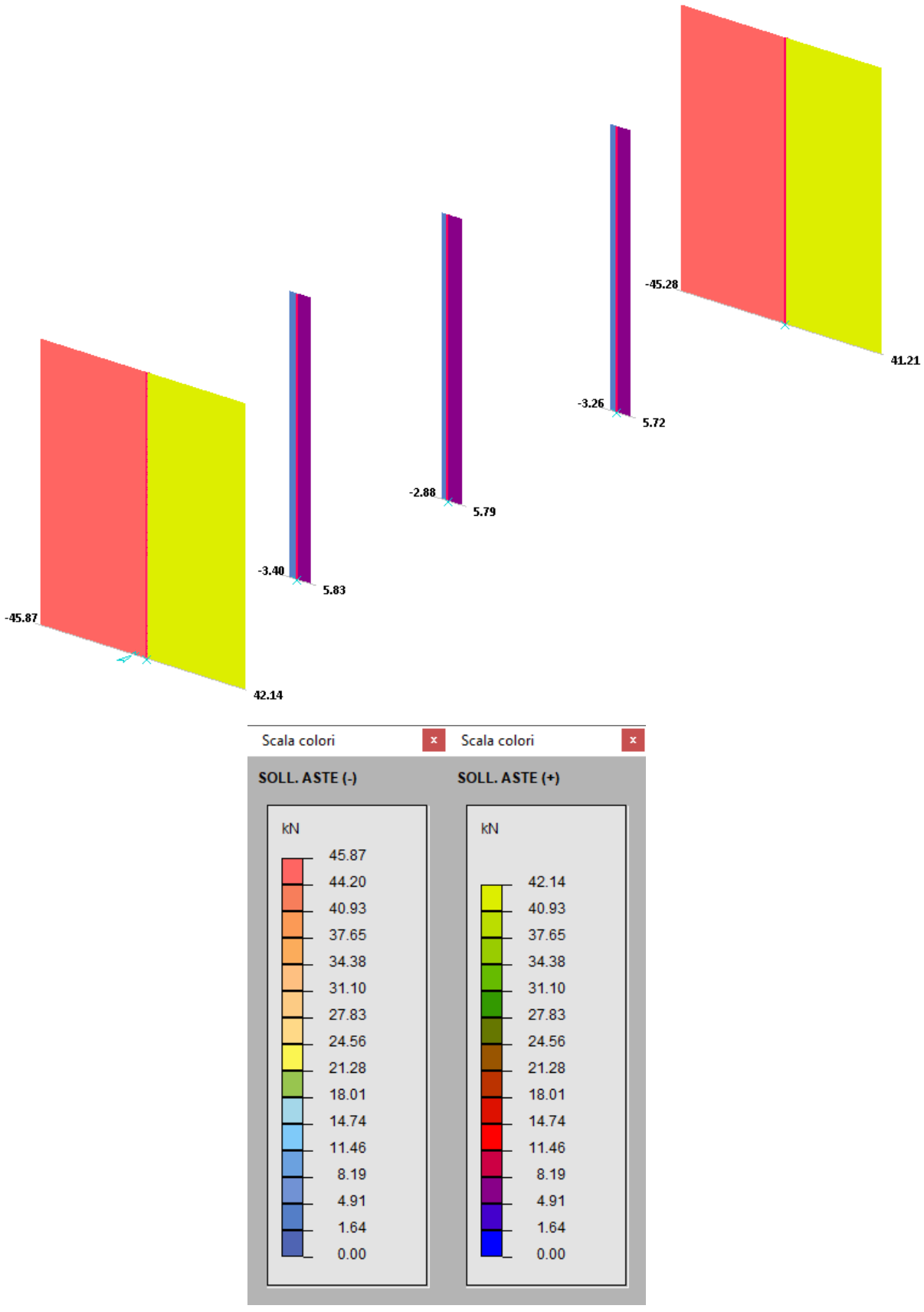


Figura 172 – Colonne – Tagli Ty

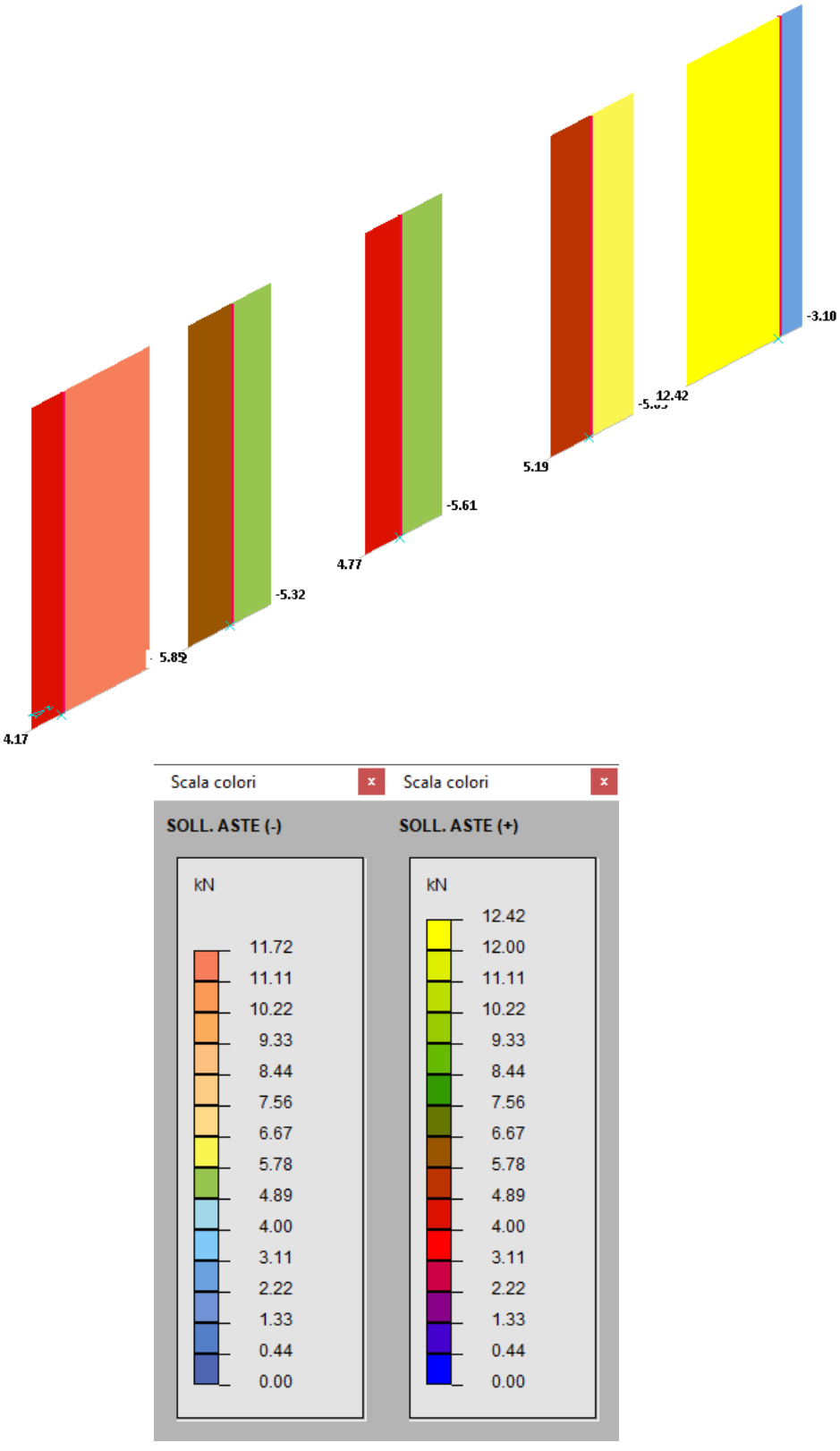


Figura 173 – Colonne – Tagli Tz

14.1.8 Verifica delle non linearità geometriche

Si valutano anche gli effetti delle non linearità geometriche, procedendo come indicato nel D.M. 17/01/2018:

CONTROLLO RIGIDEZZE STRUTTURALI

Quota del piano | 465.0 |[cm]

Rigidezza KX (/1000) | 10.532 |[kN/m]

Rigidezza KY (/1000) |9311000000.000 |[kN/m]

Rigidezza Ktors (/1e6)| 920.3365 |[kNm]

Xk (centro rigidezze) | 684.6 |[cm]

Yk (centro rigidezze) | 741.3 |[cm]

Xg (baricentro) | 268.1 |[cm]

Yg (baricentro) | 772.9 |[cm]

dimensione X | 685 |[cm]

dimensione Y | 1544 |[cm]

raggio rigidezza (rx) | 1 |[cm]

raggio rigidezza (ry) | 29561 |[cm]

raggio giratorio (ls) | 488 |[cm]

2° ordine (theta X) | 2.68 |[%] ok (< 10%)

2° ordine (theta Y) | 0.00 |[%] ok (< 10%)

Percentuale dinamica X| 100.00 |[%]

Percentuale dinamica Y| 100.00 |[%]

Essendo i valori ottenuti **θ < 0.1** gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati e non si applica il relativo coefficiente moltiplicativo all'azione sismica.

14.1.9 Verifica a pressoflessione dei pilastri

14.1.9.1 Pilastri centrali

Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pilastri centrali per i casi di carico sismici a SLV considerati.

La sezione, come si evince dagli elaborati progettuali, risulta armata a flessione con:

- 3+3 ϕ12

Secondo lo schema sotto riportato:

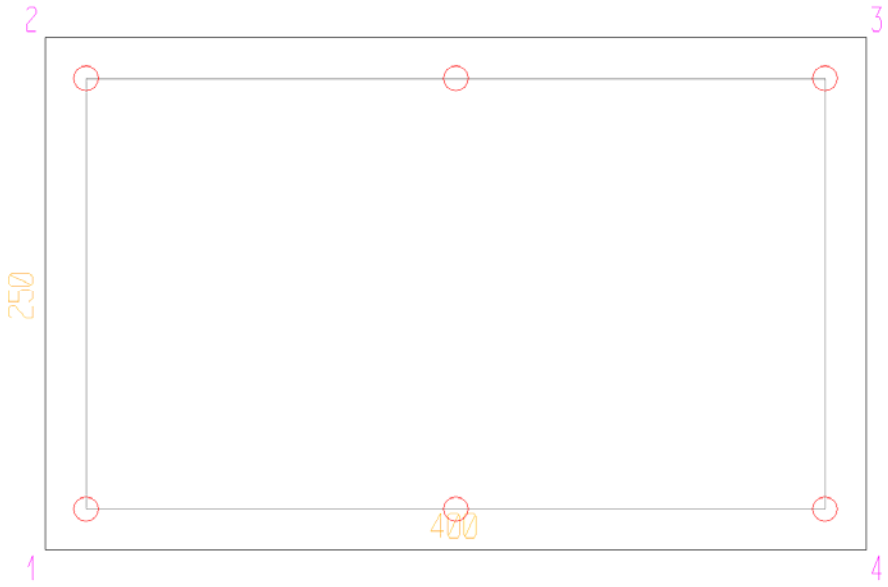
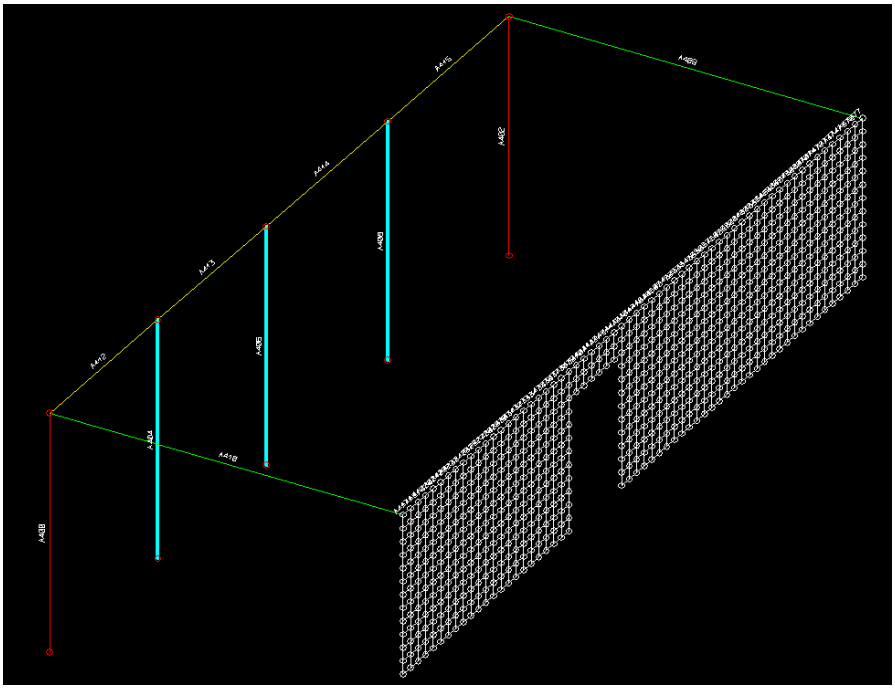
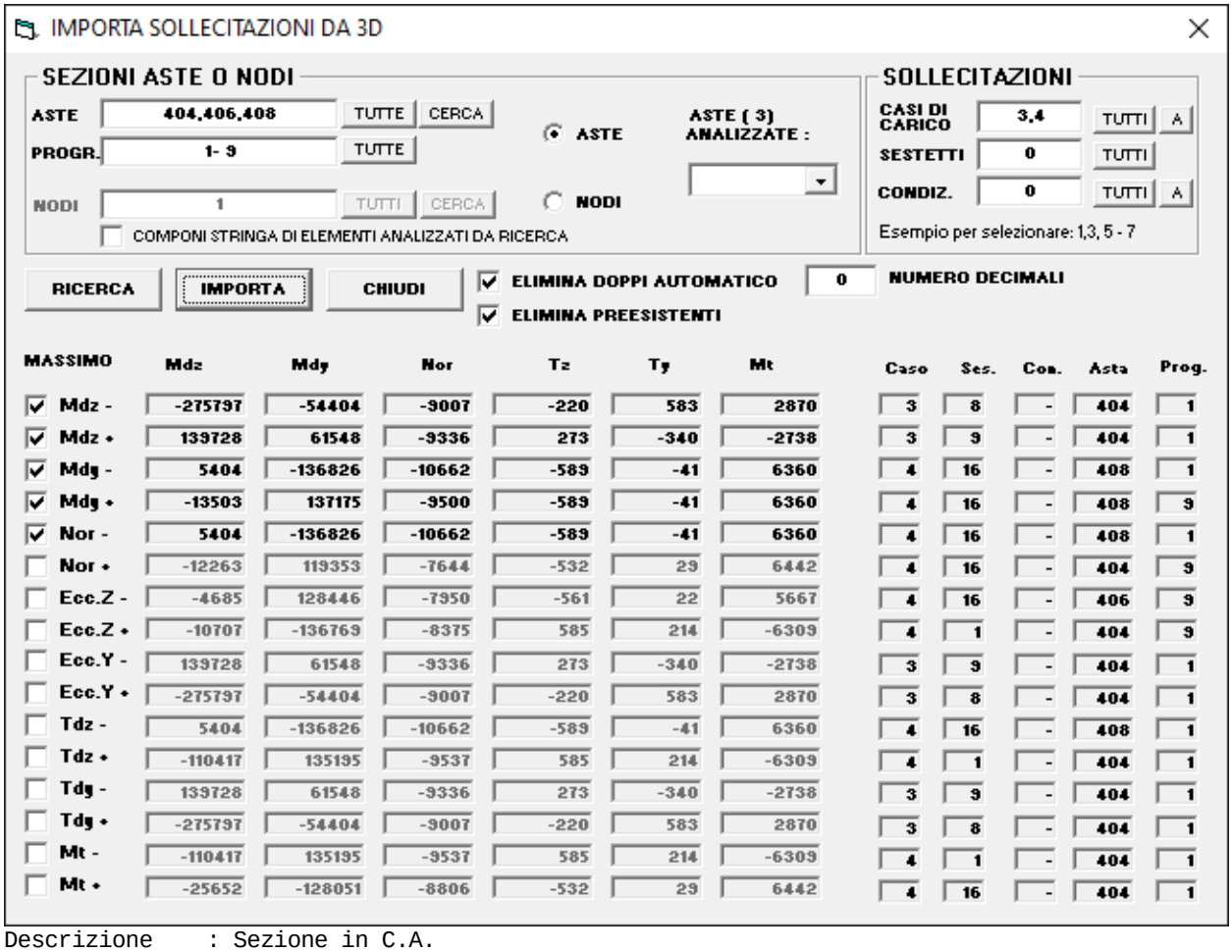


Figura 174 – Pilastri - Armatura






```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_20
Nome file      : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.    ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.    ; ftd = 391.304 (0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:                        Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1| -200.|    0.|         1| -180.|  230.|  12.   | 1.131 |
 1- 2| -200.|  250.|         2|    0.|  230.|  12.   | 1.131 |
 1- 3|  200.|  250.|         3|  180.|  230.|  12.   | 1.131 |
 1- 4|  200.|    0.|         4|  180.|   20.|  12.   | 1.131 |
                              5|    0.|   20.|  12.   | 1.131 |
                              6| -180.|   20.|  12.   | 1.131 |
```

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 125. (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
1	-90.07	-38.0908	-5.4404	Caso 3.8-A404- P1	Mz-:-38.0908/-27.5797=1.3811
2	-93.36	38.3838	6.1548	Caso 3.9-A404- P1	Mz+:38.3838/13.9728=2.747
3	-106.62	.5404	-63.4297	Caso 4.16-A408- P1	My+:-63.4297/-13.6826=4.6358
4	-95.	-1.3503	61.5078	Caso 4.16-A408- P9	My+:61.5078/13.7175=4.4839
5	-1803.66	.5404	-13.6826	Caso 4.16-A408- P1	N -:-1803.66/-106.62=16.917

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00050326979	.00001620296	-.00187405045
2.	-.0005018634	-.00001830922	.01066038937
3.	-.00000720362	.00031863074	.00426275668
4.	.0000135233	-.00031517018	.00401497026
5.	-.00000361734	.00006207563	-.00216976354

Deformazioni massime sui materiali:

	Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-2.1981	-16.67	si	3.	9.9928	391.33	si
2	1- 3	-2.2524	-16.67	si	6.	9.9862	391.27	si
3	1- 2	-2.2899	-16.67	si	4.	9.9837	391.25	si
4	1- 4	-2.2884	-16.67	si	1.	9.9991	391.39	si
5	1- 2	-3.5017	-16.67	si	4.	-1.0596	-222.52	si

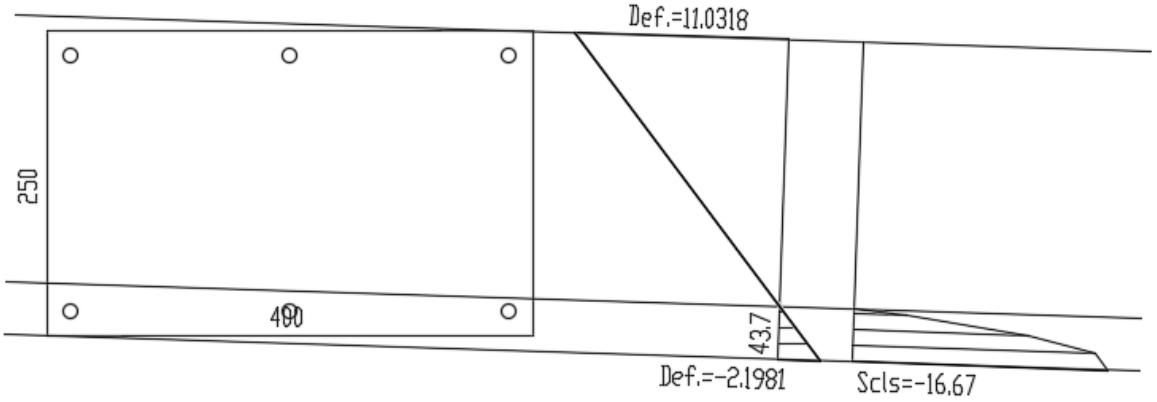
La sezione risulta VERIFICATA con Fattore di Sicurezza = 1.38

Seguono per completezza diagrammi di verifica.

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_20
Nome file    : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  125. (baricentro CLS)
Nd =    -90.07
Mdz=  -38.0908
Mdy=   -5.4404
Mzult/Mdz=-38.0908 / -27.5797 =1.38112
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 5.03269791249323E-04
muy= 1.62029597946401E-05
lam=-1.87405045403349E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|verl   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Vel
|  1| -200.|    0.| -2.19811|  -16.67|sil
```

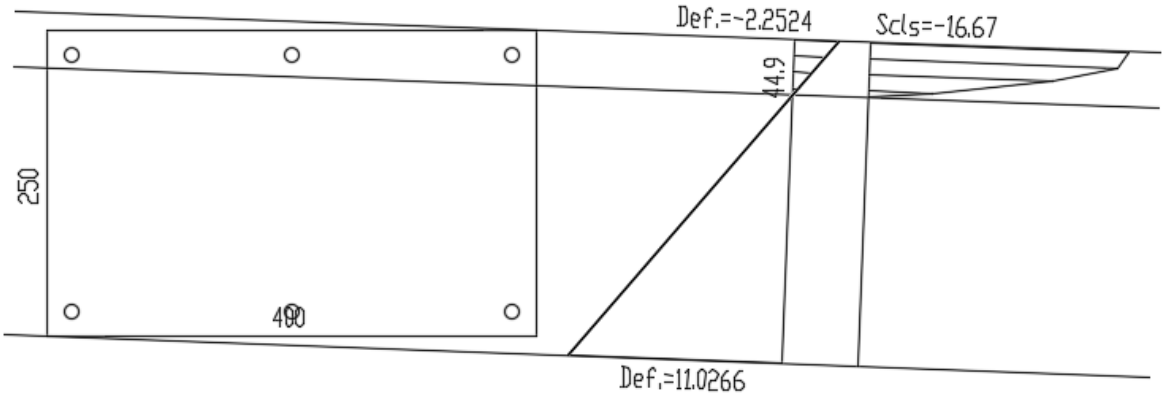
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|ferl   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Vel
|  3| 180.|  230.|   12|  1.13| 9.99281|  391.33|sil

% ARMAT.: tesa= .34; comp.= .34; tot.= .68
```

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_20
Nome file    : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  125. (baricentro CLS)
Nd =     -93.36
Mdz=    38.3838
Mdy=     6.1548
Mzult/Mdz=38.3838 / 13.9728 =2.74704
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-5.018633957204E-04
muy=-1.8309223578 79E-05
lam= 1.066038936678 59E-02
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|verI   Z  |  Y  |  Dcls   |  Scls  |Vel
|  3|  200.|  250.| -2.252381|  -16.67|s||
```

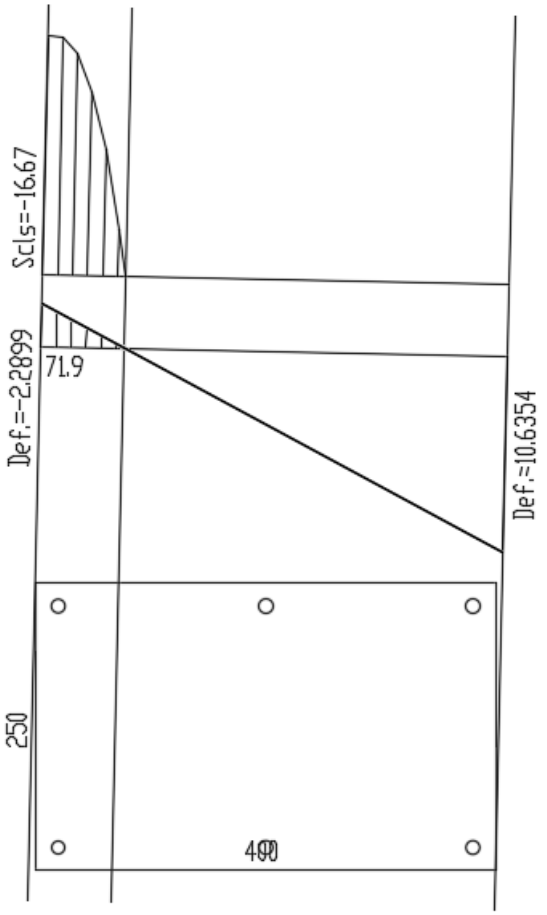
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|feri   Z  |  Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D  ferri|S ferri |Vel
|  6| -180.|   20.|   12|   1.13| 9.986231|  391.27|s||

% ARMAT.; tesa= .34; comp.= .34; tot.= .68
```

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_20
Nome file : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 125. (baricentro CLS)
Nd = -106.62
Mdz= .5404
Mdy= -63.4297
Myult/Mdy=-63.4297 / -13.6826 = 4.6357947727634

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon)

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-7.20361809636B93E-06
muy= 3.186307412493O9E-04
lam= 4.26275668386282E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
Iver| Z | Y | Dcls | Scls IVe|
| 2| -200.| 250.| -2.28995| -16.67|si|

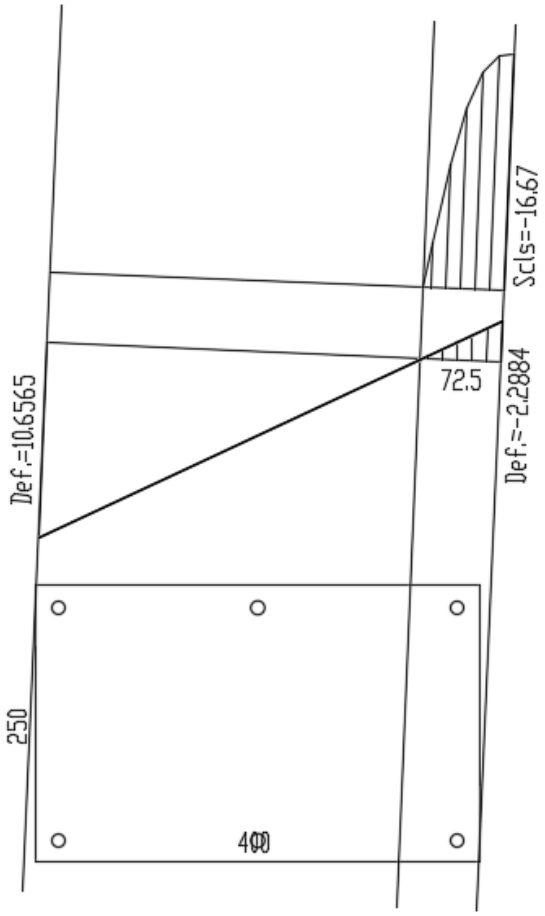
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
Ifer| Z | Y |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ve|
| 4| 180.| 20.| 12| 1.13| 9.9837 | 391.25|si|

% ARMAT.: tesa= .45; comp.= .23; tot.= .68

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_20
Nome file    : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  125. (baricentro CLS)
Nd =    -95.
Mdz=   -1.3503
Mdy=   61.5078
Myult/Mdy=61.5078 / 13.7175 = 4.48389643919719
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN, mm, kNm, N/mm2,
ø in mm, deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 1.3523298595032E-05
muy=-3.15170178240512E-04
lam= 4.01497025658048E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  4|  200.|   0.1| -2.28843|  -16.67|ss|
```

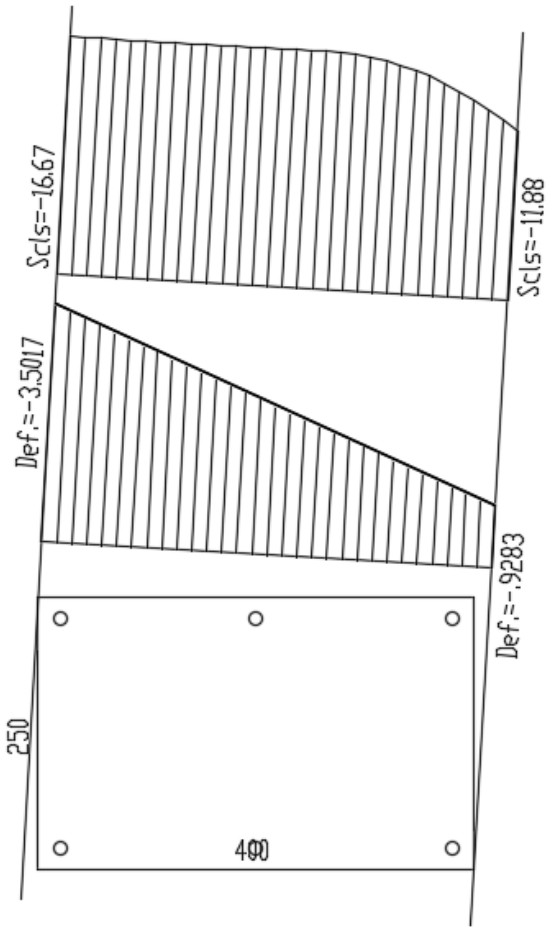
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
|  1| -180.|  230.|   12|  1.13| 9.99907|  391.39|ss|

% ARMAT.: tesa= .45; comp.= .23; tot.= .68
```

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_20
Nome file : Verifica pilastri Sopogliatoi.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Ndl in z= 0.; y= 125. (baricentro CLS)
Ndl = -1803.66
Mdz= .5404
Mdy= -13.6826
Nult/Ndl=-1803.66 / -106.62 = 16.9167434962696

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-3.61734008278303E-06
muy= 6.207563002855526E-05
lam=-2.16976353716841E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	Ver
2	-200.	250.	-3.50171	-16.67	si

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	Ver
4	180.	20.	12	1.13	-1.05964	-222.52	si

% ARMAT.: tesa= 0; comp.= .68; tot.= .68

14.1.9.2 Pilastri d'angolo

Si riportano le verifiche a pressoflessione dei pilastri d'angolo per i casi di carico sismici a SLV considerati. A favore di sicurezza, si considerano le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti, anche per la verifica degli elementi in progetto.

La sezione risulta armata a flessione con:

- 3+3 ϕ12 esistenti
- 5+5 ϕ20 di nuova realizzazione.

Secondo lo schema sotto riportato:

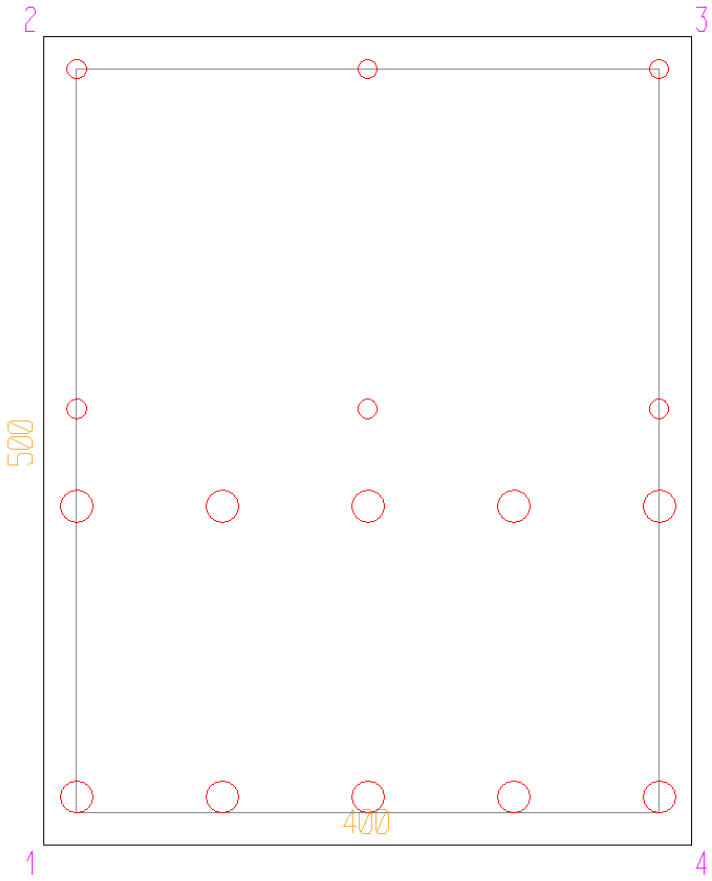
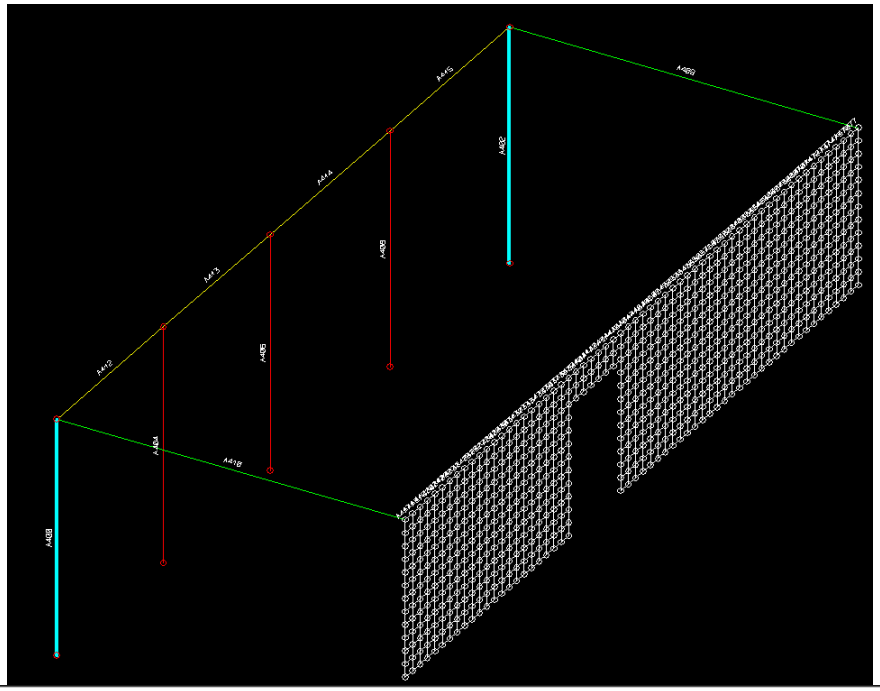


Figura 175 – Pilastri d'angolo - Armatura



IMPORTA SOLLECITAZIONI DA 3D

SEZIONI ASTE O NODI

ASTE 400,400,402 TUTTE CERCA — ASTE — ASTE (2) ANALIZZATE :
PROGR. 1- 9 TUTTE
NODI 1 TUTTI CERCA — NODI
COMPONI STRINGA DI ELEMENTI ANALIZZATI DA RICERCA

SOLLECITAZIONI

CASI DI CARICO 3,4 TUTTI A
SESTETTI 0 TUTTI
CONDIZ. 0 TUTTI A
Esempio per selezionare: 1,3, 5 - 7

RICERCA | IMPORTA | CHIUDI | ELIMINA DOPPI AUTOMATICO | 0 NUMERO DECIMALI | ELIMINA PREESISTENTI

MASSIMO	Mdz	Mdy	Nor	Tz	Ty	Mt	Caso	Ses.	Con.	Asta	Prog.
Mdz -	-2162959	-153023	-9906	-728	4214	7200	3	8	-	400	1
Mdz +	1430133	35355	-10070	-27	-4587	-6873	3	9	-	400	1
Mdy -	-344149	-296197	-8460	1242	1657	-15438	4	1	-	402	9
Mdy +	-1114650	281530	-10785	1242	1657	-15438	4	1	-	402	1
Nor -	-115252	279783	-10987	1236	-788	-15320	4	3	-	402	1
Nor +	-428301	-39069	-6963	417	368	-15832	4	1	-	400	9
Ecc.Z -	-341434	271135	-8153	-1166	1692	16019	4	14	-	400	9
Ecc.Z +	-344149	-296197	-8460	1242	1657	-15438	4	1	-	402	9
Ecc.Y -	1430133	35355	-10070	-27	-4587	-6873	3	9	-	400	1
Ecc.Y +	-2162959	-153023	-9906	-728	4214	7200	3	8	-	400	1
Tdz -	-133241	-272616	-10688	-1172	-741	16160	4	16	-	400	1
Tdz +	-1114650	281530	-10785	1242	1657	-15438	4	1	-	402	1
Tdy -	1430133	35355	-10070	-27	-4587	-6873	3	9	-	400	1
Tdy +	-2162959	-153023	-9906	-728	4214	7200	3	8	-	400	1
Mt -	-593585	154948	-9288	417	368	-15832	4	1	-	400	1
Mt +	-133241	-272616	-10688	-1172	-741	16160	4	16	-	400	1

```
Descrizione    : Sezione in C.A.
Nome lavoro    : 045_20
Nome file      : Nuovi pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica  : stati limite - pressoflessione deviata.
Unità di misura generiche: kN; mm; kNm; N/mm2; d in mm; deformazioni*1000.
                ferri    : diametri in mm; aree in cm2.
Simboli:
         Vert.  = contorno_vertice del CLS;        d = diametro;
         S      = Sigma (tensioni sui materiali);
         D      = Deformazioni x 1000 (epsilon);
         Ve     = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

                                MATERIALI

Calcestruzzo:   Rck =     36.145; fck =  30.   ; fcd =  16.667 (.35%)
Acciaio     :   Tipo= FeB44k    ; ftk =   540.   ; fyk = 430.   ; ftd = 391.304 (0.999%)

                                SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.
Tipo sezione: RETTANGOLARE
Cls:                        Acciaio lento:
vert.|   Z   |   Y   |     ferro|   Z   |   Y   | d[mm] |Af[cm2]|
 1- 1| -200.|    0.|         1|  180.|  480.|  12.  | 1.131 |
 1- 2| -200.|  500.|         2|    0.|  480.|  12.  | 1.131 |
 1- 3|  200.|  500.|         3| -180.|  480.|  12.  | 1.131 |
 1- 4|  200.|    0.|         4|  180.|   30.|  20.  | 3.1416|
                              5|   90.|   30.|  20.  | 3.1416|
                              6|    0.|   30.|  20.  | 3.1416|
                              7|  -90.|   30.|  20.  | 3.1416|
                              8| -180.|   30.|  20.  | 3.1416|
                              9|  180.|  270.|  12.  | 1.131 |
                             10|    0.|  270.|  12.  | 1.131 |
                             11| -180.|  270.|  12.  | 1.131 |
                             12|  180.|  210.|  20.  | 3.1416|
                             13|   90.|  210.|  20.  | 3.1416|
                             14|    0.|  210.|  20.  | 3.1416|
                             15|  -90.|  210.|  20.  | 3.1416|
                             16| -180.|  210.|  20.  | 3.1416|

                          SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z=    0. ; y=  250.  (baricentro CLS)
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
N.| N          | Mz           | My           | Descrizione        |Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
 1|      -99.06|       335.6252|       -15.3023|Caso 3.8-A400- P1   |Mz+:335.6252/216.2959=1.5517
 2|     -100.7 |      -200.9279|         3.5355|Caso 3.9-A400- P1   |Mz-:-200.9279/-143.0133=1.405
 3|      -84.6 |       -34.4149|      -201.4376|Caso 4.1-A402- P9   |My+:-201.4376/-29.6197=6.8008
 4|     -107.85|      -111.465 |       154.0001|Caso 4.1-A402- P1   |My+:154.0001/28.153=5.4701
 5|    -4076.25|       -11.5252|        27.9783|Caso 4.3-A402- P1   |N -:-4076.25/-109.87=37.101

                              RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.|  muz         |  muy         |  lambda      |
  1.| -.00016280559|  .00001593677|  .00495556543|
  2.|  .00025184533| -.00000382483| -.00216669133|
  3.|  .00006140035|  .00021122254|  .0007250269 |
  4.|  .00011049622| -.00013353729| -.00082988382|
  5.| -.00004679734| -.00002025322| -.00075217592|
```

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls vert.	D cls	S cls	Ve	Acciaio lento ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-3.5034	-16.67	si	4.	4.754	342.24	si
2	1- 4	-2.2432	-16.67	si	3.	9.9907	391.31	si
3	1- 1	-3.4994	-16.67	si	1.	7.4742	367.73	si
4	1- 4	-3.5006	-16.67	si	3.	6.8776	362.14	si
5	1- 3	-3.4971	-16.67	si	8.	-.528	-110.88	si

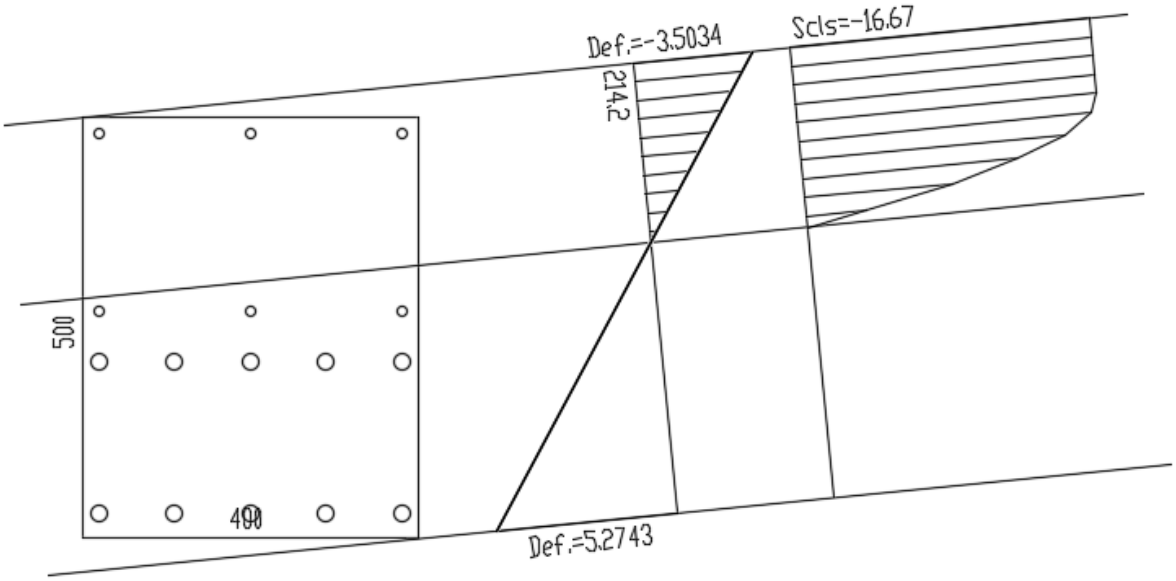
La sezione risulta VERIFICATA con Fattore di Sicurezza = 1.41

Seguono per completezza diagrammi di verifica.

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_20
Nome file    : Nuovi pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  250. (baricentro CLS)
Nd =    -99.06
Mdz=  335.6252
Mdy=  -15.3023
Mzult/Mdz=335.6252 / 216.2959 =1.55169
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon);
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-1.62805587828617E-04
muy= 1.59367704001075E-05
lam= 4.95556543000558E-03
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
Iverl   Z  I   Y  I  Dcls   I  Scls  IVel
I  2I -200.I  500.I -3.50345I  -16.67Isil
```

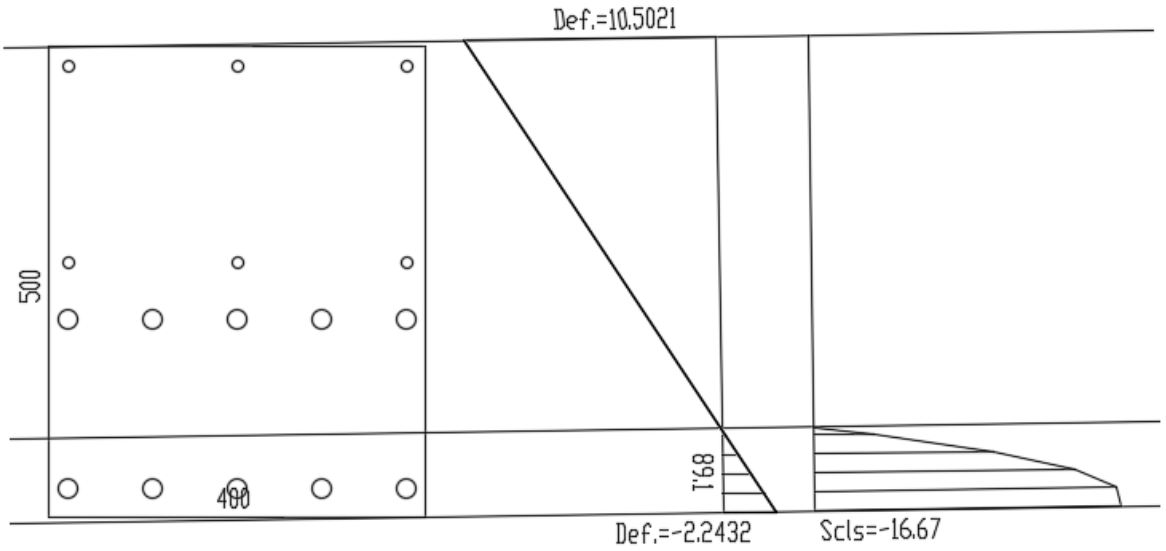
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
Iferl   Z  I   Y  IØ(mm)IAf(cm2)ID ferrI IS ferrI IVel
I  4I  180.I   30.I   20I   3.14I 4.75401I  342.24Isil

% ARMAT.; tesa= 1.74; comp.= .17; tot.= 1.91
```

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_20
Nome file : Nuovi pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 250. (baricentro CLS)
Nd = -100.7
Mdz= -200.9279
Mdy= 3.5355
Mzult/Mdz=-200.9279 / -143.0133 =1.40496

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiali);
D=deformazioni (epsilon):

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 2.51845333366939E-04
muy=-3.8248276834745E-06
lam=-2.166691332517 32E-03



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver| Z | Y | Dcls | Scls |Ver|
| 4| 200.| 0.| -2.24319| -16.67|s||

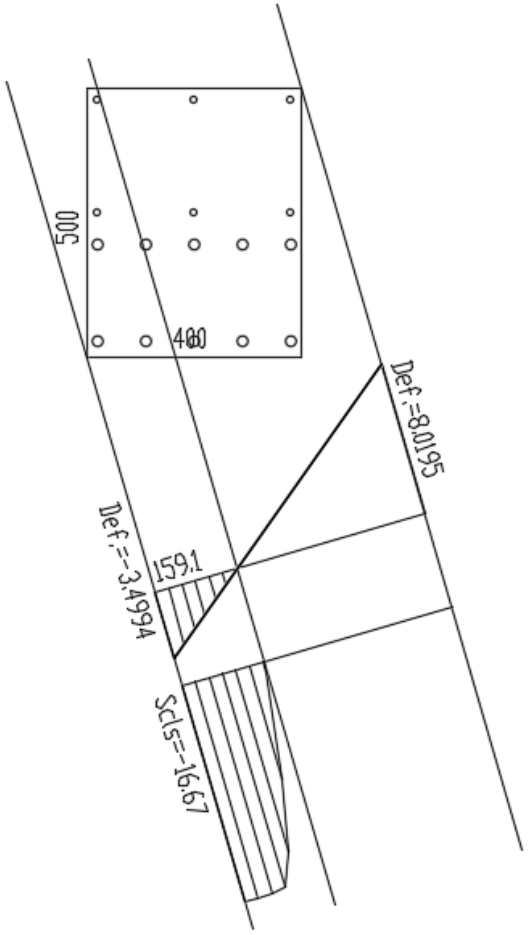
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer| Z | Y |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
| 3| -180.| 480.| 12| 1.13| 9.99073| 391.31|s||

% ARMAT.: tesa= 1.12; comp.= .79; tot.= 1.91

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_20
Nome file    : Nuovi pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  250. (baricentro CLS)
Nd =    -84.6
Mdz=  -34.4149
Mdy= -201.4376
Myult/Mdy=-201.4376 / -29.6197 = 6.80079882181454
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN, mm, kNm, N/mm2.
Ø in mm, deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 6.14003494695674E-05
muy= 2.11222539861572E-04
lam= 7.25026899005883E-04
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |    Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  1| -200.|    0. | -3.49942| -16.671s|1
```

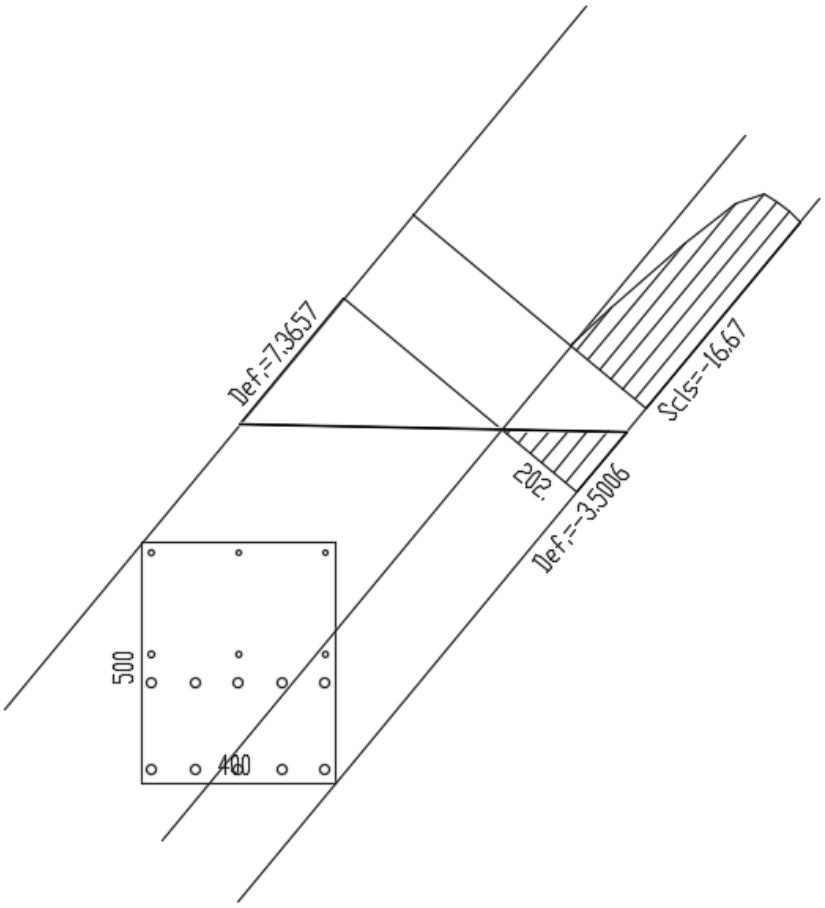
```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |    Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferr| S ferr |Ver|
|  1| 180.|   480. |   12|   1.13| 7.47425| 367.73s|1

% ARMAT.: tesa= 1.33; comp.= .58; tot.= 1.91
```

DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro : 045_20
Nome file : Nuovi pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z= 0.; y= 250. (baricentro CLS)
Nd = -107.85
Mdz= -111.465
Mdy= 154.0001
Myult/Mdy=154.0001 / 28.153 = 5.47011303946293

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck= 36.14
fck= 30.
fcd= 16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
fyk= 430.
ftk= 540.
ftd= 391.3 (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sul materiale);
D=deformazioni (epsilon);

PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz= 1.10496224762646E-04
muy=-1.33537290610 91E-04
lam=-8.29883821003065E-04



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	IVe
4	200.	0.	-3.50063	-16.67	s

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

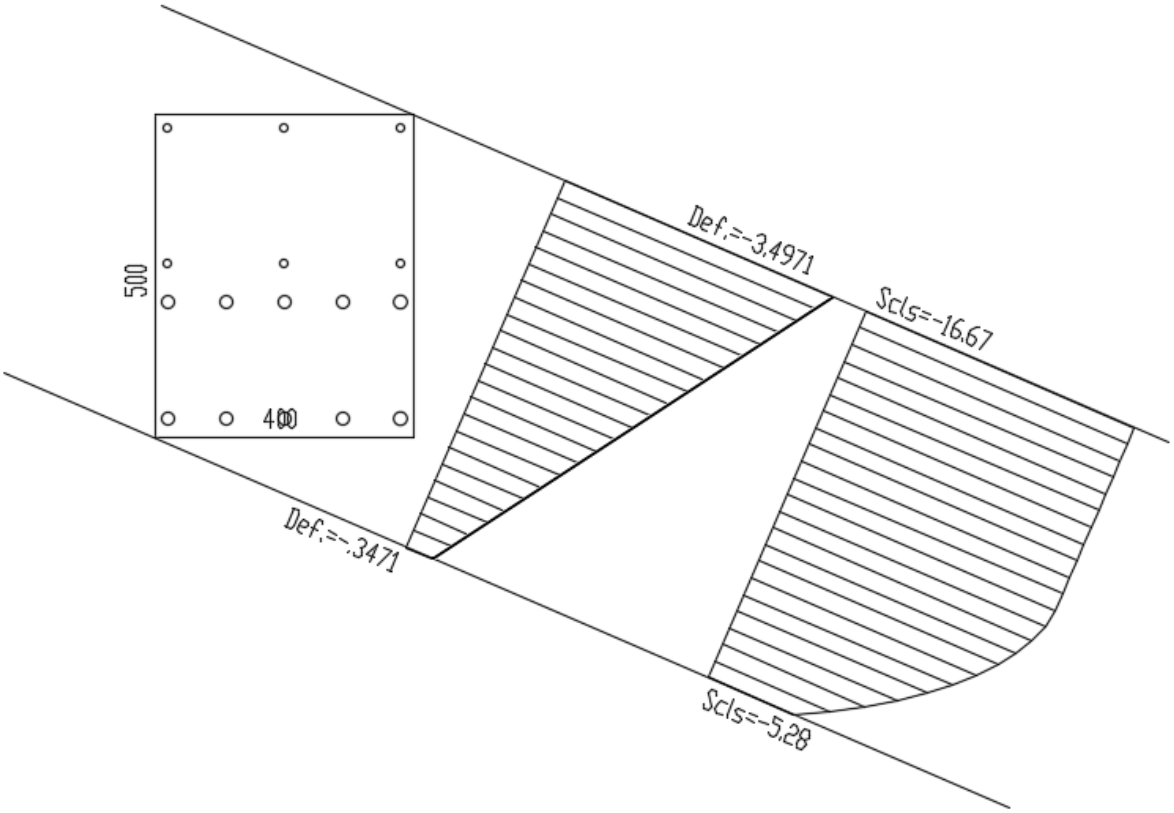
Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	IVe
3	-180.	480.	12	1.13	6.87761	362.14	s

% ARMAT.: tesa= 1.23; comp.= .68; tot.= 1.91

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_20
Nome file    : Nuovi pilastri d'angolo.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  250. (baricentro CLS)
Nd =  -4076.25
Mdz=  -11.5252
Mdy=   27.9783
Nult/Nd=-4076.25 / -109.87 = 37.1006866819878
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=   36.14
              fck=   30.
              fcd=   16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=  430.
              ftk=  540.
              ftd=  391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon):
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-4.67973441390756E-05
muy=-2.02532161605586E-05
lam=-7.52175916986098E-04
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|Veri   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Vei
|  3|  200.|  500.| -3.497‰|  -16.67|s||
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|Feri   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S Ferri |Vei
|  8| -180.|   30.|   20|   3.14| -.528‰|  -110.88|s||

% ARMAT.: tesa.= 0; comp.= 1.91; tot.= 1.91
```

14.1.10 Verifica a taglio dei pilastri

Dato il sistema di riferimento locale sotto riportato, si riportano le verifiche per i valori massimi di taglio per le due direzioni principali.

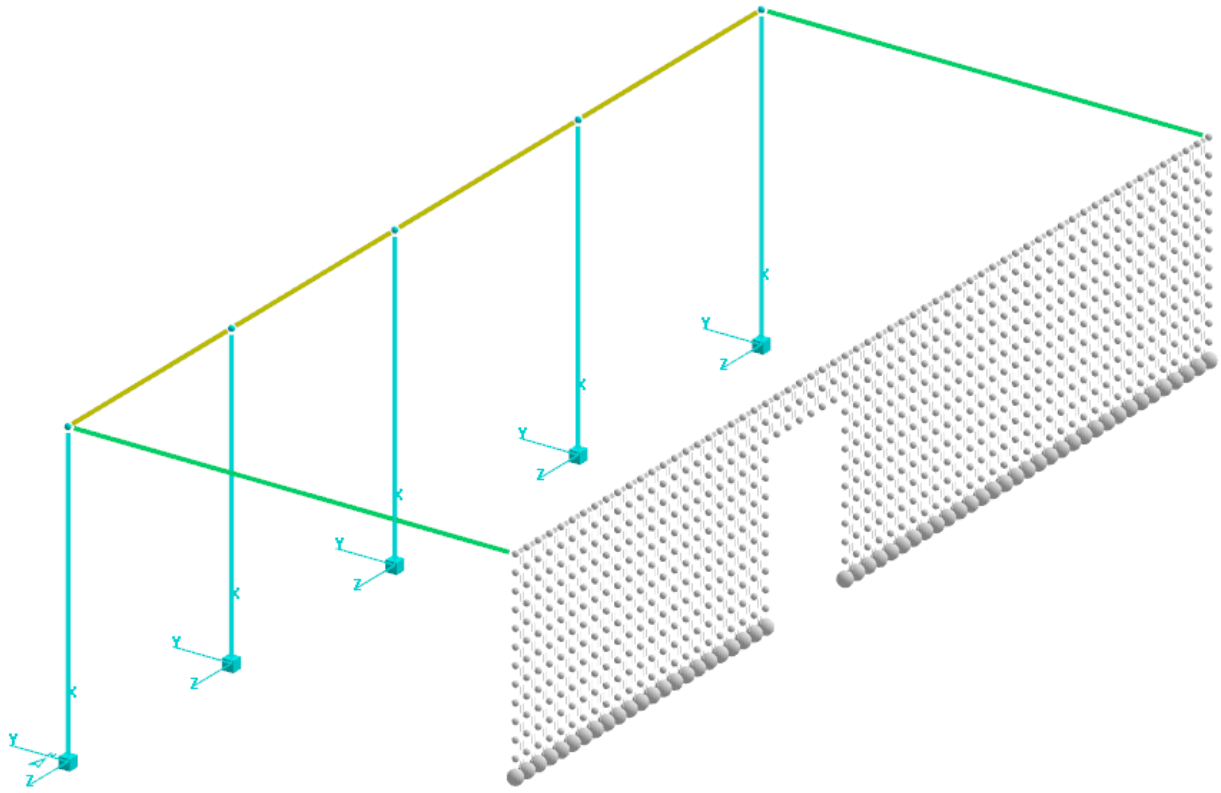


Figura 176 – Pilastri – Sistema di riferimento locale delle aste

14.1.10.1 Pilastri centrali

I massimi valori di taglio sono pari a :

Ty = 5.83 kN Fuori piano

Tz = 5.61 kN Nel piano

Le sezioni sono armate a taglio con staffe ϕ6/30 cm. Segue verifica.

Direzione Y locale

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	250	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	400	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	339	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	339	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	300	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	150	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	480	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	12	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50	$1 \le ctg\theta \le 2.5$	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	5830	N	forza di taglio nella sezione
x	62.5	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**
γ_{Rd}	1.1		fattore di sovraresistenza
L_V	4734	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **13.98** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	62.5 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.95	≤ 2.0	
ρ_0	0.0039	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0039	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.01		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.4778		fattore di efficienza
ω	0.07		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.07		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.000		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00012		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.213		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.062		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.29		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.71		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	8305 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	42046 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	29059 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	189655 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	42046 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	247.5 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **7.21** OK

V_R = 42046 N < $V_{Rcd,max}$ = 275000 N OK

Direzione Z locale

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	400	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	250	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	339	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	339	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	300	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	150	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	480	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	12	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50	$1 \le ctg\theta \le 2.5$	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	5610	N	forza di taglio nella sezione
x	100	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**
γ_{Rd}	1.1		fattore di sovraresistenza
L_V	2421	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **17.79** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	100.0 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.74	≤ 2.0	
ρ_0	0.0037	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0037	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.01		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.4000		fattore di efficienza
ω	0.06		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.06		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.001		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00007		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.069		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.041		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.60		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.40		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	8438 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	37927 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	48871 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	199353 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	37927 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	416.3 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **6.76** OK

V_R = 37927 N < $V_{Rcd,max}$ = 289063 N OK

14.1.10.2 Pilastri d'angolo

I massimi valori di taglio sono pari a :

Ty = 45.87 kN Fuori piano

Tz = 12.42 kN Nel piano

NOTA: a favore di sicurezza non si considerano nel calcolo le nuove staffe in progetto.

Direzione Y locale

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	500	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	400	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A'_{s1}	1570	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	1570	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	300	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	100	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	800	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	20	mm	diametro medio barre longitudinali
ctg θ	2.50	1≤ctgθ≤2.5	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	45870	N	forza di taglio nella sezione
x	125	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**
γ_{Rd}	1.1		fattore di sovraresistenza
L_V	4716	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **13.98** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	125.0 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.65	≤ 2.0	
ρ_0	0.0084	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0084	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.02		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.3717		fattore di efficienza
ω	0.14		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.14		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.000		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00006		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.102		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.048		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.47		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.53		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	38826 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	96591 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	62080 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	405172 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	96591 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	528.8 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **2.11** OK

V_R = 96591 N < $V_{Rcd,max}$ = 587500 N OK

Direzione Z locale

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. IN CONDIZIONI SISMICHE

secondo Circolare Applicativa NTC 2018 prgf 8.7.2.3.5 (Taglio in condizioni cicliche)

Versione V.02 - Settembre 2020

INPUT

Sezione a T? [Y/N]	N	
Sezione rettangolare? [Y/N]	Y	"N" indica una sezione circolare
Elemento primario? [Y/N]	Y	
Elemento armato a taglio? [Y/N]	N	
Staffe adeguatamente chiuse (chiusura 135°)? [Y/N]	N	
No dettagli antisismici o mancata verifica duttilità? [Y/N]	Y	
Barre sovrapposte? [Y/N]	N	
Barre nervate? [Y/N]	Y	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
H	400	mm	altezza sezione (= diametro se sezione circolare)
b	500	mm	larghezza sezione (= H se sezione circolare)
c	30	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)

A'_{s1}	854	mm^2	area di armatura di compressione (sufficientemente ancorata)
A_{s1}	854	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)

φ_{sw}	6	mm	diametro barre armatura trasversale
Asw	56.52	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	300	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave
b_i	100	mm	interasse tra barre consecutive confinate (assumere media)
n	2		n interassi tra barre consecutive confinate
l_0	800	mm	lunghezza sovrapposizione barre longitudinali (da sezione di estremità)
d_{bl}	20	mm	diametro medio barre longitudinali

ctg θ	2.50	$1 \le ctg\theta \le 2.5$	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (= 0 se di trazione)
V_{Ed}	12420	N	forza di taglio nella sezione
x	100	mm	profondità asse neutro (**se non calcolato usare la relazione approssimata**
γ_{Rd}	1.1		fattore di sovraresistenza
L_V	2383	mm	luce di taglio

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza media a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yk}	430	N/mm^2	snervamento medio delle armature a taglio
γ_s	1.15	N/mm^2	coeff. di sicurezza sull'acciaio
FC	1.20		fattore di confidenza

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **12.48** °

V_W	0.0 N		contributo armatura a taglio
γ_{el}	1.15		
ν	0		sforzo normale adimensionalizzato
x	100.0 mm		profondità asse neutro (**RELAZIONE APPROSSIMATA**)
α_c	1.000		coeff. maggiorativo
f_c	20.83 N/mm^2		resistenza media cls diviso il fattore di confidenza
f_y	358 N/mm^2		resistenza media acciaio diviso il fattore di confidenza
f_{yd}	312 N/mm^2		
f_{cd}	13.89 N/mm^2	f'_{cd} = 6.94 N/mm^2	ridotta
k	1.74	≤ 2.0	
ρ_0	0.0046	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura tesa
ρ_1	0.0046	≤ 0.02	percentuale geometrica di armatura compressa
ρ_{tot}	0.01		percentuale geometrica di armatura longitudinale
σ_{cp}	0.00 N/mm^2	≤ 0.2 fcd= 2.78	
ν_{min}	0.4000		fattore di efficienza
ω	0.08		percentuale meccanica di armatura tesa
ω'	0.08		percentuale meccanica di armatura compressa
ρ_d	0.00		percentuale geometrica di ferri inclinati
ρ_{sx}	0.000		percentuale geometrica di armatura trasversale
α	0.0000		fattore di efficienza del confinamento
ϕ_y	0.00007		curvatura alla tensione di snervamento
θ_y	0.074		capacità rotazionale allo snervamento rispetto alla corda
θ_u	0.041		capacità rotazionale ultima rispetto alla corda
μ_θ	0.55		domanda di duttilità
$\mu_{\Delta pl}$	-0.45		parte plastica della domanda di duttilità

OUTPUT

-	Resistenza a taglio ciclico dell'elemento	V_R =	21210 N	
-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	81920 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	48871 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	398707 N	
-	Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd} =	81920 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	416.3 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

$Fs = V_{Rd}/V_{Ed}$ = **6.60** OK

V_R = 81920 N < $V_{Rcd,max}$ = 578125 N OK

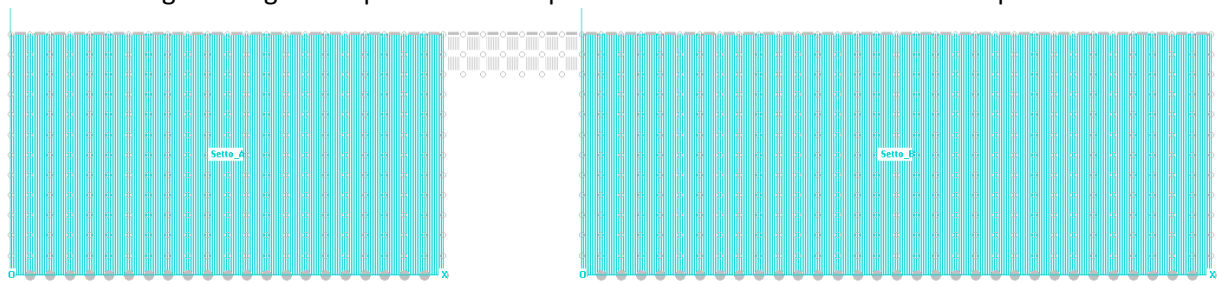
14.1.11 Verifica a pressoflessione dei setti

Si riportano le verifiche a pressoflessione dei setti per i casi di carico sismici a SLV considerati.

La sezione, come si evince dalla campagna indagini effettuata, risulta armata a flessione con:

- 1ϕ 4/15/15 per ogni singola faccia del pannello.

Le verifiche vengono eseguite sia per il setto A sia per il setto B secondo lo schema sotto riportato:



SETTO A

```
MACROGUSCIO Setto_A

VERIFICA ARMATURE EFFETTIVE (EFFETTO MEMBRANA + PIASTRA)

CASI DI CARICO: ->
    Nome  Descrizione
    3     SLU con SISMAX PRINC
    4     SLU con SISMAY PRINC

DATI:
   tensione di snervamento acciaio (fyk): 430     N/mm2
   coefficiente sicurezza acciaio       : 1.38
   deformazione ultima acciaio          : 9.99    per mille
   deformazione ultima cls              :  3.5    per mille
   rapporto rottura/snervamento      (k): 1.15
   resistenza cilindrica cls       (fck): 30      N/mm2
   coefficiente sicurezza cls           : 1.8
   coefficiente riduttivo         (alfa): 0.85
   copriferro inferiore  (asse armatura):  3      cm
   copriferro superiore  (asse armatura):  3      cm
   moltiplicatore sollecitazioni        :  1

LEGENDA:
   spess = spessore guscio. Verifica effettuata su sezione BxH, con B=1 cm e H="spess" cm
   Af    = area disposta al lembo teso, in cm2 al metro
   Afc   = area disposta al lembo compresso, in cm2 al metro
   Mom   = momento flettente [kNm/m]
   Nor   = sforzo normale [kN]
   epsC  = deformazione cls [per mille]
   epsF  = deformazione acciaio [per mille]
<-
   L'armatura è sufficiente se le deformazioni dei materiali sono ovunque minori delle
corrispondenti deformazioni ultime.

          |             INFERIORE ORIZZONTALE          |           INFERIORE VERTICALE              |
GUSCI|spess|  Af    Afc     Mom      Nor   epsC  epsF | Af    Afc     Mom      Nor   epsC  epsF |
367  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.07 | 0.86  0.86       0.       0.  0.05  0.10 |<
368  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.05  0.11 |<
369  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.11 |<
370  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.11 |<
371  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.11 |<
372  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.11 |<
373  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.03 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.12 |<
374  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.03 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.12 |<
375  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.03 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.12 |<
376  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.01  0.02 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.12 |<
377  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.13 |<
378  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.13 |<
379  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.13 |<
380  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.13 |<
381  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.13 |<
382  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.13 |<
383  |  15 | 0.85  0.85       0.       0.  0.00  0.01 | 0.86  0.86       0.       0.  0.04  0.13 |<
```

384	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
385	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
386	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
387	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
388	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
428	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.10	<
429	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.10	<
430	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
431	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	<
432	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	<
433	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
434	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
435	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
436	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
437	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
438	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
439	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
440	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
441	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
442	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
443	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
444	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
445	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
446	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
447	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
448	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
449	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
489	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.10	<
490	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
491	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
492	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	<
493	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
494	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
495	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
496	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
497	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
498	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
499	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
500	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
501	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
502	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
503	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
504	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
505	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
506	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
507	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
508	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
509	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
510	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
550	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
551	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
552	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	<
553	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
554	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
555	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
556	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
557	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
558	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
559	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
560	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
561	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
562	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
563	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
564	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
565	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
566	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
567	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
568	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
569	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
570	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
571	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
611	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
612	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
613	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
614	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
615	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
616	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
617	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
618	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
619	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
620	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
621	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
622	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	<

623	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.15	
624	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
625	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
626	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
627	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
628	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
629	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
630	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
631	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
632	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
672	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	
673	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
674	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
675	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
676	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
677	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
678	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
679	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
680	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
681	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
682	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
683	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
684	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
685	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
686	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
687	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
688	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
689	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
690	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
691	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
692	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
693	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
733	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.10	
734	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
735	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
736	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
737	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
738	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
739	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
740	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
741	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
742	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
743	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
744	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
745	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
746	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
747	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
748	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
749	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
750	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
751	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
752	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
753	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
754	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
794	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.10	
795	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
796	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
797	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
798	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
799	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
800	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
801	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
802	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
803	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
804	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
805	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
806	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
807	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	
808	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
809	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
810	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
811	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
812	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.02	
813	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
814	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
815	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
855	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.09	
856	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
857	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
858	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
859	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
860	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
861	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	

862	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
863	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
864	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
865	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
866	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
867	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
868	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	
869	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	
870	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
871	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
872	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
873	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
874	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.01	
875	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
876	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
916	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.09	
917	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	
918	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
919	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
920	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
921	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
922	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
923	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
924	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
925	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
926	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
927	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
928	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
929	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
930	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
931	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
932	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
933	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
934	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
935	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
936	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
937	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
977	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.14	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.06	
978	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07	
979	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	
980	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	
981	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
982	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
983	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
984	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
985	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	
986	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
987	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
988	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
989	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
990	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
991	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
992	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
993	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
994	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	
995	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.10	
996	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
997	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
998	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
1038	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.23	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.04	
1039	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
1040	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1041	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	
1042	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1043	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1044	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1045	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1046	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1047	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1048	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1049	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1050	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
1051	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
1052	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
1053	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
1054	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
1055	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
1056	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
1057	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
1058	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.05	
1059	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	

	SUPERIORE ORIZZONTALE	SUPERIORE VERTICALE

GUSCI	spess	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	
367	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.10	|<
368	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	|<
369	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
370	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
371	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
372	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
373	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
374	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
375	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
376	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
377	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
378	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
379	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
380	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
381	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
382	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
383	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
384	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
385	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
386	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
387	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
388	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
428	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.10	|<
429	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	|<
430	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	|<
431	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
432	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
433	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
434	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
435	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
436	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
437	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
438	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
439	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
440	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
441	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
442	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
443	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
444	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
445	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
446	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
447	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
448	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
449	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
489	15	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	|<
490	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	|<
491	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
492	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
493	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
494	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
495	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
496	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
497	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
498	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
499	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
500	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
501	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
502	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
503	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
504	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
505	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
506	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
507	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
508	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
509	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
510	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
550	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	|<
551	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	|<
552	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
553	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	|<
554	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
555	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
556	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
557	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	|<
558	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
559	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
560	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
561	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	|<
562	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
563	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
564	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<
565	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	|<

566	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
567	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
568	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
569	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
570	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
571	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
611	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	
612	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
613	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
614	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
615	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
616	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
617	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
618	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
619	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
620	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
621	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
622	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
623	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
624	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
625	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
626	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
627	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
628	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
629	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
630	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
631	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
632	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
672	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.10	
673	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
674	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
675	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
676	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
677	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
678	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
679	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
680	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
681	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
682	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
683	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
684	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
685	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
686	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
687	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	
688	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.09	
689	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.01	
690	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
691	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
692	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
693	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
733	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.10	
734	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.11	
735	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	
736	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
737	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
738	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
739	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
740	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
741	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
742	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
743	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
744	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
745	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	
746	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	
747	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
748	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	
749	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
750	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	
751	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	
752	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.02	
753	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	
754	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
794	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.10	
795	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	
796	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
797	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	
798	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
799	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
800	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
801	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
802	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	
803	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	
804	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	

805	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.01	<
806	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	<
807	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	<
808	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	<
809	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	<
810	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	<
811	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	<
812	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	<
813	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.04	<
814	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	<
815	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
855	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
856	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.12	<
857	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
858	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
859	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
860	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
861	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.14	<
862	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.13	<
863	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.13	<
864	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	<
865	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	<
866	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.01	-0.01	<
867	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	<
868	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	<
869	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	<
870	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	<
871	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	<
872	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	<
873	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.09	<
874	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	<
875	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.02	<
876	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
916	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
917	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.11	<
918	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.12	<
919	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	<
920	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	<
921	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	<
922	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	<
923	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	<
924	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	<
925	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.04	<
926	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	<
927	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	<
928	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	<
929	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.02	<
930	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	<
931	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	<
932	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	<
933	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	<
934	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.11	<
935	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	<
936	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	<
937	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
977	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.16	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.09	<
978	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.07	<
979	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	<
980	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	<
981	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	<
982	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	<
983	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	<
984	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	<
985	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
986	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
987	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
988	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
989	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
990	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
991	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
992	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
993	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.00	<
994	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.05	<
995	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.12	<
996	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.03	0.10	<
997	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	<
998	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	<
1038	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.26	0.86	0.86	0.	0.	0.05	0.09	<
1039	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.12	0.86	0.86	0.	0.	0.04	0.09	<
1040	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.08	<
1041	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	<
1042	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	<
1043	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	<

1044	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1045	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1046	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	|<
1047	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.06	|<
1048	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1049	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1050	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1051	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1052	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1053	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1054	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1055	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1056	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1057	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.86	0.86	0.	0.	0.02	0.07	|<
1058	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.05	|<
1059	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.86	0.86	0.	0.	0.01	0.04	|<

SETTO B

MACROGUSCIO Setto_B

VERIFICA ARMATURE EFFETTIVE (EFFETTO MEMBRANA + PIASTRA)

CASI DI CARICO: ->

Nome	Descrizione
3	SLU con SISMAX PRINC
4	SLU con SISMAY PRINC

DATI:

tensione di snervamento acciaio	(fyk):	430	N/mm2
coefficiente sicurezza acciaio	:	1.38	
deformazione ultima acciaio	:	9.99	per mille
deformazione ultima cls	:	3.5	per mille
rapporto rottura/snervamento	(k):	1.15	
resistenza cilindrica cls	(fck):	30	N/mm2
coefficiente sicurezza cls	:	1.8	
coefficiente riduttivo	(alfa):	0.85	
copriferro inferiore (asse armatura)	:	3	cm
copriferro superiore (asse armatura)	:	3	cm
moltiplicatore sollecitazioni	:	1	

LEGENDA:
- spess = spessore guscio. Verifica effettuata su sezione BxH, con B=1 cm e H="spess" cm
- Af = area disposta al lembo teso, in cm2 al metro
- Afc = area disposta al lembo compresso, in cm2 al metro
- Mom = momento flettente [kNm/m]
- Nor = sforzo normale [kN]
- epsC = deformazione cls [per mille]
- epsF = deformazione acciaio [per mille]

<-
L'armatura è sufficiente se le deformazioni dei materiali sono ovunque minori delle corrispondenti deformazioni ultime.

		INFERIORE ORIZZONTALE						INFERIORE VERTICALE						
GUSCI	spess	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	
396	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	|<
397	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	|<
398	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	|<
399	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	|<
400	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	|<
401	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	|<
402	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	|<
403	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	|<
404	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|<
405	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|<
406	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|<
407	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|<
408	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|<
409	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|<
410	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
411	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
412	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
413	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
414	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
415	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
416	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
417	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
418	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
419	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
420	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
421	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	|<
422	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	|<

423	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
424	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
425	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
426	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
427	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
457	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	<
458	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	<
459	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
460	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
461	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
462	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
463	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
464	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
465	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
466	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
467	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
468	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
469	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
470	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
471	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
472	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
473	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
474	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
475	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
476	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
477	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
478	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
479	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
480	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
481	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
482	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
483	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
484	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
485	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
486	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
487	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
488	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
518	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
519	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
520	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
521	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
522	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
523	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
524	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
525	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
526	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
527	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
528	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
529	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
530	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
531	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
532	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
533	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
534	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
535	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
536	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
537	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
538	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
539	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
540	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
541	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
542	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
543	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
544	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	<
545	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	<
546	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
547	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
548	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
549	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
579	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
580	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
581	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
582	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
583	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
584	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
585	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
586	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
587	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
588	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
589	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
590	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
591	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
592	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<

593	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
594	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
595	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
596	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
597	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
598	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
599	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
600	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
601	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
602	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
603	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
604	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
605	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
606	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
607	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	
608	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	
609	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.15	
610	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	
640	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.14	
641	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.14	
642	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.15	
643	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
644	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
645	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	
646	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	
647	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
648	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
649	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
650	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
651	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
652	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
653	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
654	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
655	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
656	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
657	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
658	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
659	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
660	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
661	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
662	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
663	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
664	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
665	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
666	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
667	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
668	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	
669	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.03	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
670	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
671	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	
701	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	
702	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.03	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	
703	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	
704	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
705	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
706	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	
707	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	
708	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
709	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
710	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
711	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
712	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
713	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
714	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
715	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
716	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
717	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
718	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	
719	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
720	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
721	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
722	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
723	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
724	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
725	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
726	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
727	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
728	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
729	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	
730	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
731	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	
732	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	
762	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	

763	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	<
764	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	<
765	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	<
766	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.16	<
767	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	<
768	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
769	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
770	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
771	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
772	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
773	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
774	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
775	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
776	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
777	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
778	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
779	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
780	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
781	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
782	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
783	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
784	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
785	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
786	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
787	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	<
788	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
789	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
790	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
791	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	<
792	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	<
793	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	<
823	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	<
824	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	<
825	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	<
826	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	<
827	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
828	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
829	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
830	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
831	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
832	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
833	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
834	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
835	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
836	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
837	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
838	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
839	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
840	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
841	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
842	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
843	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
844	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
845	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
846	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
847	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
848	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
849	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
850	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
851	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	<
852	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
853	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	<
854	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.15	<
884	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.18	<
885	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.17	<
886	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.16	<
887	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.15	<
888	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
889	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
890	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
891	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
892	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
893	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
894	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
895	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
896	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
897	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
898	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
899	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
900	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
901	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
902	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
903	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<

904	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
905	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
906	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
907	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
908	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
909	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
910	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	<
911	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
912	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
913	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	<
914	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.05	0.13	<
915	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.14	<
945	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	<
946	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	<
947	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
948	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
949	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
950	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
951	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
952	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
953	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
954	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
955	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
956	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
957	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
958	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
959	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
960	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
961	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
962	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
963	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
964	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
965	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
966	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
967	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
968	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
969	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
970	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
971	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
972	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
973	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
974	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.04	<
975	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	<
976	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.13	<
1006	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
1007	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
1008	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
1009	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1010	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
1011	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
1012	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1013	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
1014	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1015	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1016	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1017	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1018	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1019	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1020	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1021	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1022	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1023	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1024	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1025	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1026	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1027	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
1028	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
1029	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
1030	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
1031	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
1032	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
1033	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
1034	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
1035	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
1036	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.05	<
1037	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.14	0.85	0.85	1.	0.	0.05	0.11	<
1067	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	<
1068	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	<
1069	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	<
1070	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	<
1071	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	<
1072	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
1073	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10	<

		SUPERIORE ORIZZONTALE						SUPERIORE VERTICALE					
GUSCI	spess	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF
1074	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.10
1075	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1076	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1077	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1078	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1079	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1080	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1081	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1082	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1083	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1084	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1085	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1086	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1087	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1088	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1089	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1090	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1091	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08
1092	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1093	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09
1094	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06
1095	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05
1096	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05
1097	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05
1098	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.23	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.05

		SUPERIORE ORIZZONTALE						SUPERIORE VERTICALE					
GUSCI	spess	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF	Af	Afc	Mom	Nor	epsC	epsF
396	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11
397	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11
398	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12
399	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12
400	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12
401	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12
402	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12
403	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
404	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
405	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
406	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
407	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
408	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
409	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
410	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
411	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
412	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
413	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
414	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
415	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
416	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
417	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
418	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
419	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
420	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
421	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
422	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
423	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
424	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
425	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
426	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
427	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
457	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10
458	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11
459	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11
460	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11
461	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12
462	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12
463	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12
464	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12
465	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
466	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
467	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
468	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
469	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13
470	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
471	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
472	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
473	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
474	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
475	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
476	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
477	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
478	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14
479	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14

480	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
481	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
482	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
483	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
484	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
485	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
486	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
487	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
488	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
518	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	
519	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	
520	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	
521	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	
522	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	
523	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	
524	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
525	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
526	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
527	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
528	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
529	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
530	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
531	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
532	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
533	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
534	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
535	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
536	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
537	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
538	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
539	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
540	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
541	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.14	
542	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
543	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
544	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
545	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.13	
546	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
547	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
548	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
549	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
579	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.09	
580	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	
581	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	
582	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
583	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
584	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
585	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
586	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
587	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
588	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
589	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
590	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
591	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
592	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
593	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
594	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
595	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
596	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
597	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
598	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
599	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
600	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
601	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
602	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
603	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
604	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
605	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
606	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
607	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
608	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.12	
609	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	
610	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	
640	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.08	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
641	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
642	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
643	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
644	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
645	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
646	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
647	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
648	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
649	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	

650	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
651	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
652	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
653	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
654	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
655	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
656	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
657	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
658	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
659	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
660	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	
661	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
662	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
663	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
664	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
665	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
666	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
667	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
668	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
669	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	
670	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.11	
671	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	
701	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
702	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
703	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
704	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
705	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
706	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
707	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
708	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
709	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
710	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
711	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
712	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
713	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	
714	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
715	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
716	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
717	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	
718	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
719	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
720	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
721	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
722	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
723	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
724	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
725	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.07	
726	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	
727	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
728	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
729	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
730	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
731	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	
732	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	
762	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	
763	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
764	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
765	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
766	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
767	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
768	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
769	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
770	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
771	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
772	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
773	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
774	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
775	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	
776	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	
777	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	
778	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	
779	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	
780	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
781	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
782	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
783	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
784	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	
785	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
786	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
787	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	
788	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	
789	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	
790	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	

791	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
792	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.10	<
793	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.09	<
823	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	<
824	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	<
825	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	<
826	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
827	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
828	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
829	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
830	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
831	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
832	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
833	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
834	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	<
835	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	<
836	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.00	<
837	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	<
838	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	<
839	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	<
840	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	<
841	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	<
842	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
843	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
844	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
845	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
846	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
847	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
848	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
849	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	<
850	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	<
851	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	<
852	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
853	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.09	<
854	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.08	<
884	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	<
885	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	<
886	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
887	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
888	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
889	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
890	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
891	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
892	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
893	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
894	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	<
895	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	<
896	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	<
897	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	<
898	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	<
899	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.00	<
900	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.00	<
901	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.00	<
902	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.00	<
903	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	<
904	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	<
905	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
906	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
907	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
908	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
909	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
910	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	<
911	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
912	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	<
913	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	<
914	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.09	<
915	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.08	<
945	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.08	<
946	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
947	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	<
948	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
949	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
950	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	<
951	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.10	<
952	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	<
953	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	<
954	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	<
955	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	<
956	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	<
957	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	<
958	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	<
959	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	<
960	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	<

961	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	|<
962	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	|<
963	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	|<
964	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	|<
965	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	|<
966	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	|<
967	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	|<
968	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
969	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|<
970	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|<
971	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|<
972	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.11	|<
973	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	|<
974	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.03	|<
975	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.07	|<
976	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.07	|<
1006	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.13	|<
1007	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|<
1008	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|<
1009	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.12	|<
1010	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.09	|<
1011	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1012	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1013	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1014	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1015	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1016	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1017	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1018	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1019	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1020	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1021	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1022	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1023	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1024	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1025	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1026	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1027	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1028	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	|<
1029	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	|<
1030	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	|<
1031	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	-0.01	|<
1032	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	|<
1033	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	|<
1034	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.02	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.01	|<
1035	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.05	|<
1036	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.03	0.05	|<
1037	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.18	0.85	0.85	0.	0.	0.04	0.05	|<
1067	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.07	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	|<
1068	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	|<
1069	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.08	|<
1070	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1071	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1072	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1073	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1074	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1075	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1076	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1077	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.07	|<
1078	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1079	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1080	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1081	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1082	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1083	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1084	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1085	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.06	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1086	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1087	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1088	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1089	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1090	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1091	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1092	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.00	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1093	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1094	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.06	|<
1095	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.03	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.05	|<
1096	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.01	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.04	|<
1097	15	0.85	0.85	0.	0.	0.00	0.09	0.85	0.85	0.	0.	0.02	0.01	|<
1098	15	0.85	0.85	0.	0.	0.01	0.26	0.85	0.85	0.	0.	0.03	-0.01	|<

TUTTE LE VERIFICHE RISULTANO SODDISFATTE

14.1.12 Verifica a taglio dei setti

Si riportano, per i setti A e B, le sommatorie dei valori delle reazioni vincolari ottenute per i casi di carico sismici a SLV.

Tipologia elemento	**TAGLI (fuori piano) in direzione X globale [kN]**	**TAGLI (nel piano) in direzione Y globale [kN]**
Setto A	2.63	23.40
Setto B	3.02	35.57

Seguono le verifiche considerando le seguenti sezioni resistenti:

Setto A: 555 cm x 10 cm

Setto B: 810 cm x 10 cm

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
Setto A
Direzione X globale

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	5550	mm	larghezza minima della sezione
H	100	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	83.73	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	12.56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	150	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 $1 \le ctg\theta \le 2.5$ inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	2630	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
αcc	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	80	mm	altezza utile
Ac	555000	mm^2	area cls

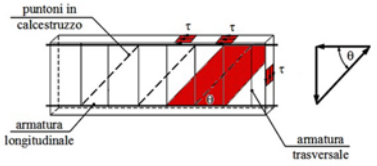
1ϕ4/15/15

1ϕ4/15

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = 1.92 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	2.0000	≤ 2.0			
ρ1	0.0002	≤ 0.02			
σcp	0.00	N/mm^2	≤ 0.2 fcd = 0.40		
Vmin	0.4950	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	219769 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	4687 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	1148276 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	90 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	219769 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	83.56	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	4687 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 1148276 N >	V_{Ed} = 2630 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =	436.61	OK

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
Setto A
Direzione Y globale

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	100	mm	larghezza minima della sezione
H	5550	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	83.73	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	12.56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	150	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctg θ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	23400	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
αcc	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	5530	mm	altezza utile
Ac	555000	mm^2	area cls

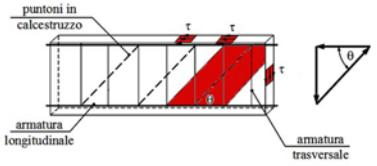
1ϕ4/15/15

1ϕ4/15

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **14.48** °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.1902	≤2.0			
ρ_1	0.0002	≤0.02			
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.24		
Vmin	0.2272	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} = 125655 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} = 324016 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} = 1430172 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l = 6221.25 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	125655 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	5.37	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	324016 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =		
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 1430172 N >	V_{Ed} = 23400 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} =	61.12	OK

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
Setto B
Direzione X globale

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	8100	mm	larghezza minima della sezione
H	100	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	83.73	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	12.56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	150	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctg θ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	3020	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
αcc	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	80	mm	altezza utile
Ac	810000	mm^2	area cls

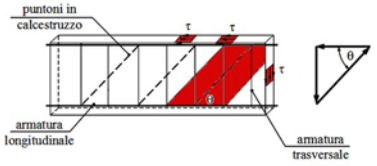
1ϕ4/15/15

1ϕ4/15

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = 1.59 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	2.0000	≤2.0			
ρ1	0.0001	≤0.02			
σcp	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.40		
Vmin	0.4950	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} =	320744 N
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} =	4687 N (*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} =	1675862 N
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l =	90 mm

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	320744 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} = 106.21	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	4687 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 1675862 N > V_{Ed} =	3020 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} = 554.92	OK

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.

secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)

Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA

San Giusto Canavese
Setto B
Direzione Y globale

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	100	mm	larghezza minima della sezione
H	8100	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{sl}	83.73	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	12.56	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	150	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctg θ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	35570	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
αcc	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

d	8080	mm	altezza utile
Ac	810000	mm^2	area cls

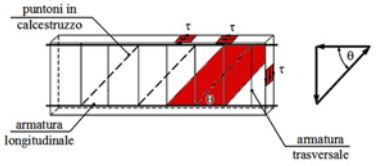
1ϕ4/15/15

1ϕ4/15

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio

θ = **14.48** °



αc	1.000	coeff. maggiorativo			
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd =	8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.1573	≤2.0			
ρ1	0.0001	≤0.02			
σcp	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.23		
Vmin	0.2179	fattore di efficienza			

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} = 176049 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} = 473427 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} = 2089655 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l = 9090 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	176049 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} = 4.95	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	473427 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 2089655 N > V_{Ed} =	35570 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} = 58.75	OK

14.1.13 Verifica degli Spostamenti a SLV

14.1.13.1 Descrizione delle strutture

Segue il controllo degli spostamenti a SLV rispetto a corpi strutturali adiacenti.

Il locale spogliatoi e servizi risulta a contatto, in direzione Est, con la palestra.

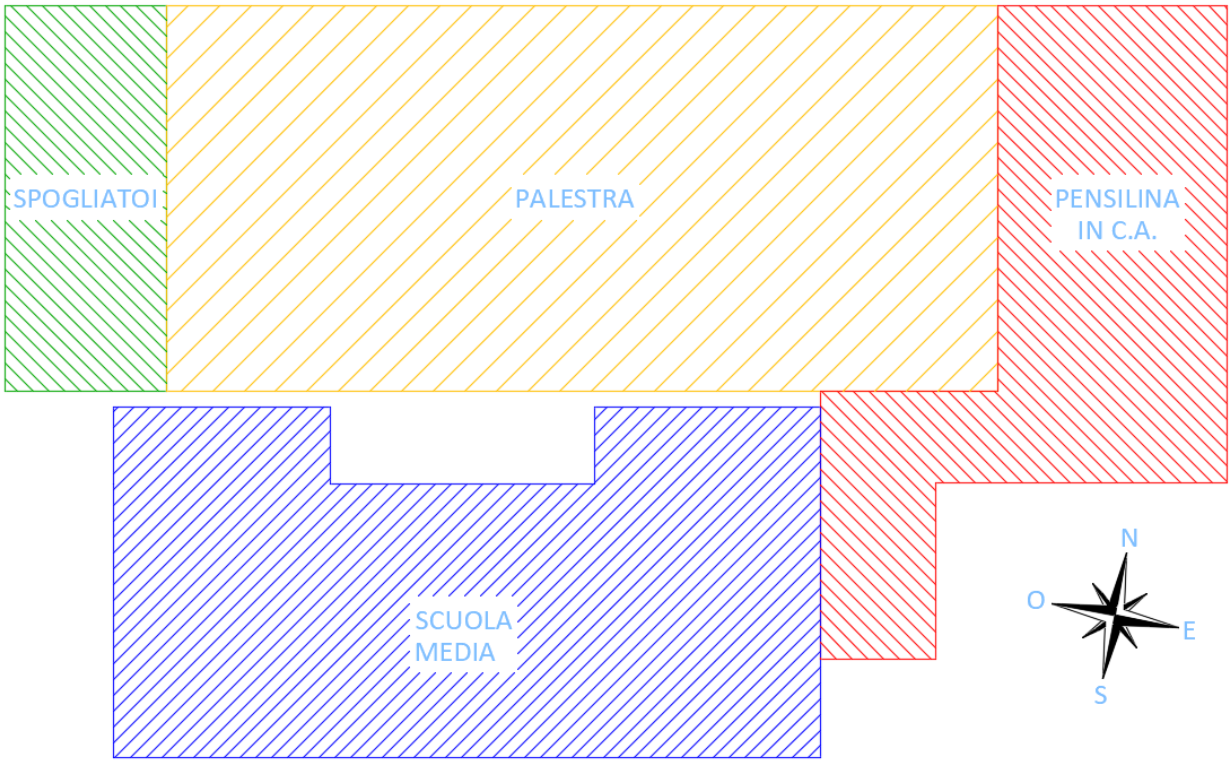


Figura 177 – Strutture adiacenti al locale spogliatoi e servizi

La struttura in oggetto è stata realizzata a stretto contatto con le strutture portanti della palestra; obiettivo di questo paragrafo è dunque la determinazione del massimo spostamento dei setti lato palestra in fase sismica a SLV.

14.1.13.2 Spostamenti in direzione X globale

Segue l'analisi degli spostamenti a SLV in direzione X globale dei setti A e B.

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV (Casi di carico 3 e 4) si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d il valore d_{Ee} ottenuto dall'analisi lineare dinamica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$\mu_d = q \qquad \text{se} \qquad T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \qquad \text{se} \qquad T_1 < T_c$$

$$q = 1.50$$

In questo caso $T_{1x} = 0.582 > T_c = 0.458$, quindi:

$$\mu_d = 1.50$$

Si riportano i diagrammi degli spostamenti allo SLV nella direzione considerata, in accordo a quanto previsto al §7.3.3.3 del D.M. 17 gennaio 2018.

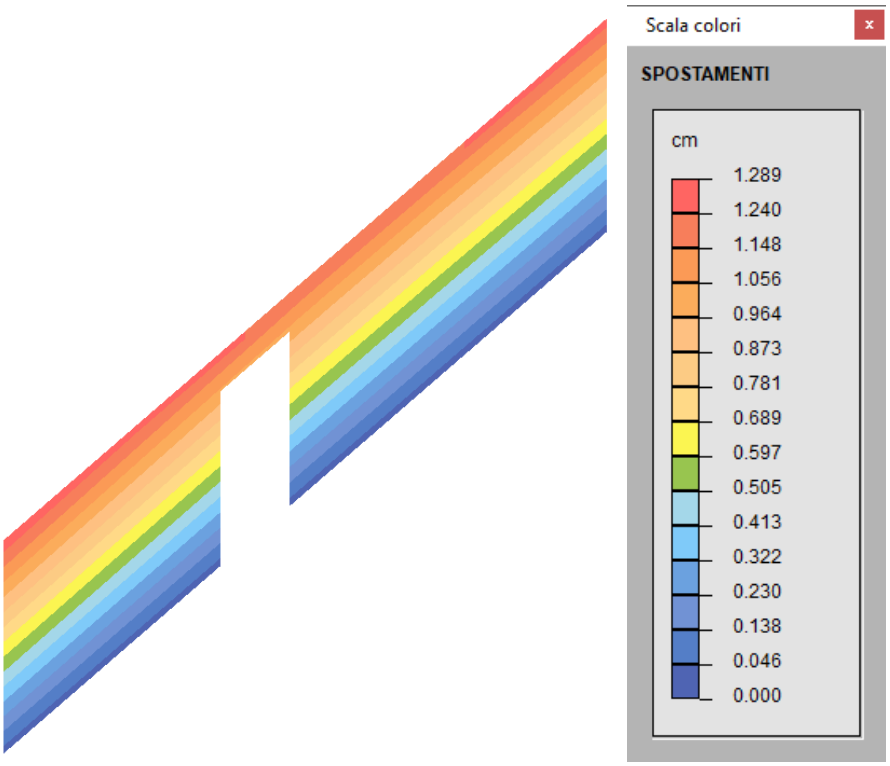


Figura 178 – Locale spogliatoi e servizi – Spostamenti in direzione X globale

I massimi spostamenti nella direzione considerata risultano pari a:

$d_{EX} = 1.289 \cdot 1.50 = 1.934\ cm$ LATO PALESTRA

14.1.13.3 Spostamenti in direzione Y globale

Segue l'analisi degli spostamenti a SLV in direzione Y globale.

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove:

$$\mu_d = q \quad \text{se} \quad T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se} \quad T_1 < T_c$$

$$q = 1.50$$

In questo caso $T_{1y} = 0.020 < T_c = 0.458$, quindi:

$$\mu_d = 12.45$$

In ogni caso deve risultare $\mu_d < 5q - 4$ dunque il massimo valore consentito è:

$$\mu_d = 3.50$$

Si riportano i diagrammi degli spostamenti allo SLV nella direzione considerata, in accordo a quanto previsto al §7.3.3.3 del D.M. 17 gennaio 2018.

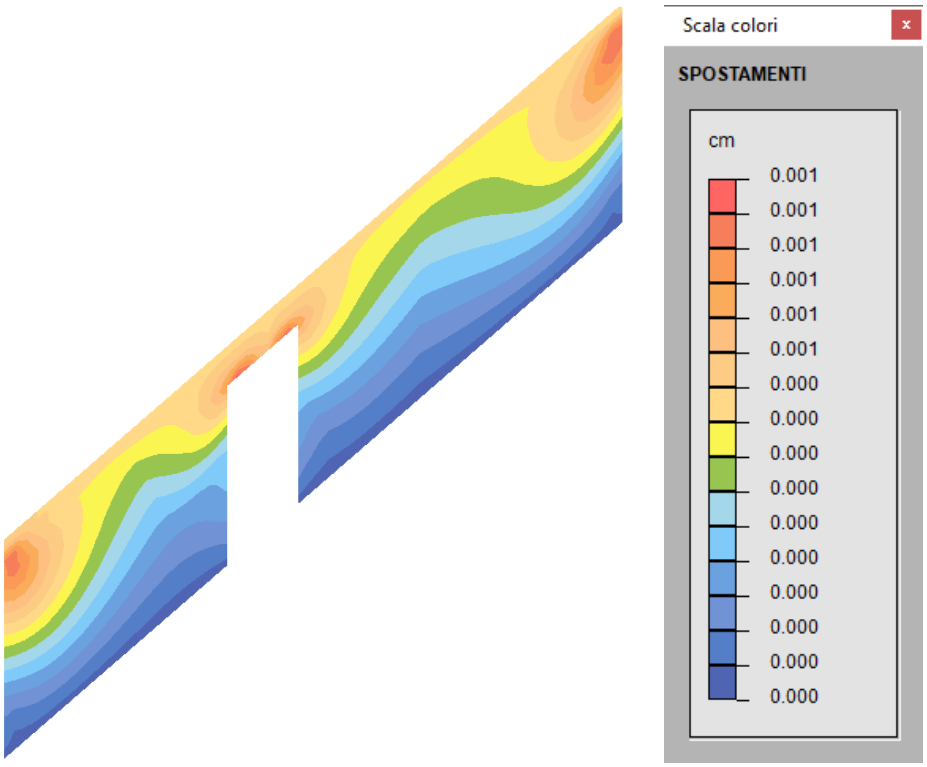


Figura 179 – Locale spogliatoi e servizi – Spostamenti in direzione Y globale

I massimi spostamenti nella direzione considerata risultano pari a:

$$d_{EY} = 0.001 \cdot 3.50 = 0.0035\ cm$$

Data l'elevata rigidezza dei setti nella direzione considerata, gli spostamenti in fase sismica risultano praticamente nulli.

14.2 INTERVENTO 7 – SPOGLIATOI – AMPLIAMENTO FONDAZIONI PILASTRI D'ANGOLO

14.2.1 Verifica fondazioni pilastri centrali

Segue la verifica delle fondazioni dei pilastri centrali, per i quali non sono previsti interventi; infatti, come nel seguito riportato, tutte le verifiche di questi elementi risultano soddisfatte.

I pilastri del locale spogliatoi presentano plinti isolati di dimensioni 140x120x30 cm.

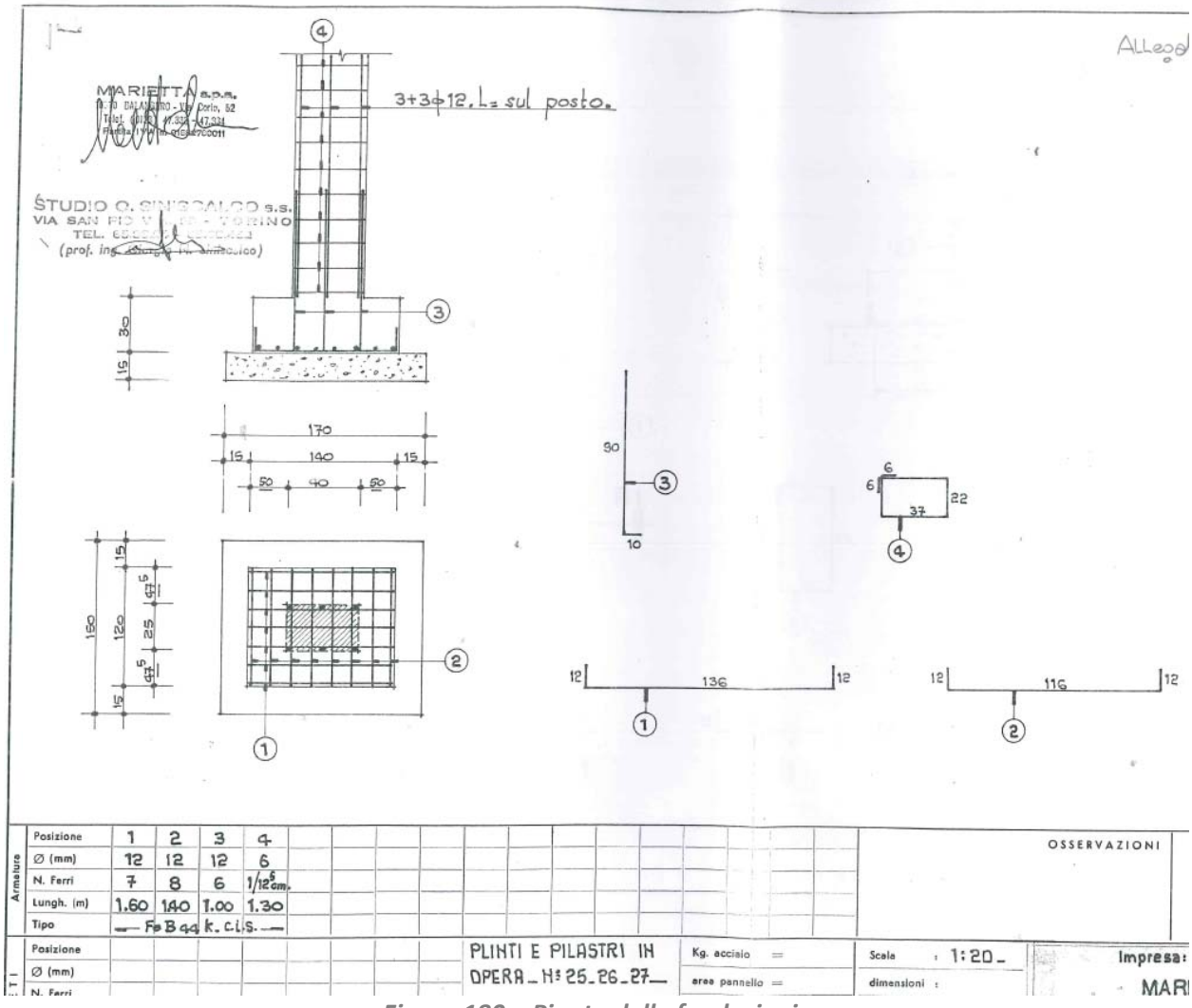


Figura 180 – Pianta delle fondazioni

14.2.1.1 Analisi delle sollecitazioni

La verifica viene effettuata fuori dal piano principale, dunque in direzione X globale, essendo la verifica più gravosa.

Le sollecitazioni massime precedentemente calcolate vengono amplificate, come previsto dalla normativa al 7.2.5 NTC 2018, di 1.10 e risultano dunque le seguenti:

$$N_{sd} = 109.87\ kN \cdot 1.10 = 120.86\ kN$$

$$M_{sd} = 27.60\ kNm \cdot 1.10 = 30.36\ kNm$$

Allo sforzo normale ottenuto dal modello, si somma il peso del plinto:

$$P_{plinto} = 1.20\ m \cdot 1.40\ m \cdot 0.30\ m\ \cdot 25\ \frac{kN}{m^3} = 12.60\ kN$$

L'eccentricità del carico è così definita:

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{tot}} = \frac{30.36}{133.46} = 0.23\ m$$

Essendo:

$$e = 0.23 > \frac{B}{6} = 0.20\ m$$

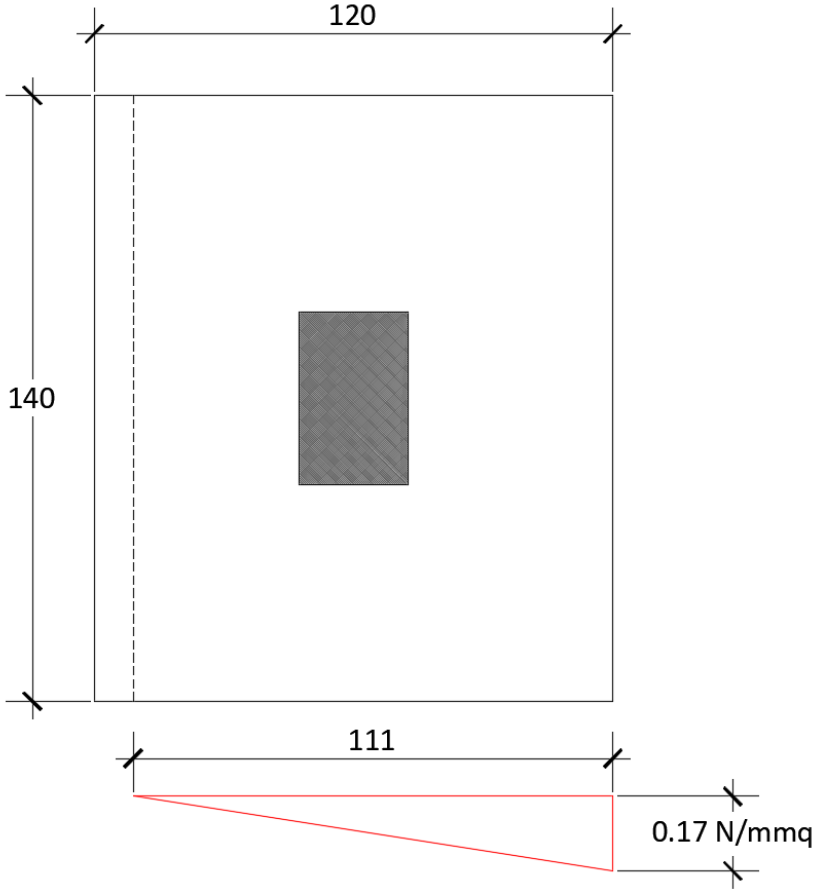
La sezione risulta parzializzata; segue pertanto la determinazione della porzione compressa definita 3μ:

$$3\mu = 3 \cdot \left(\frac{B_1}{2} - e\right) = 3 \cdot \left(\frac{1.20}{2} - 0.23\right) = 1.11\ m$$

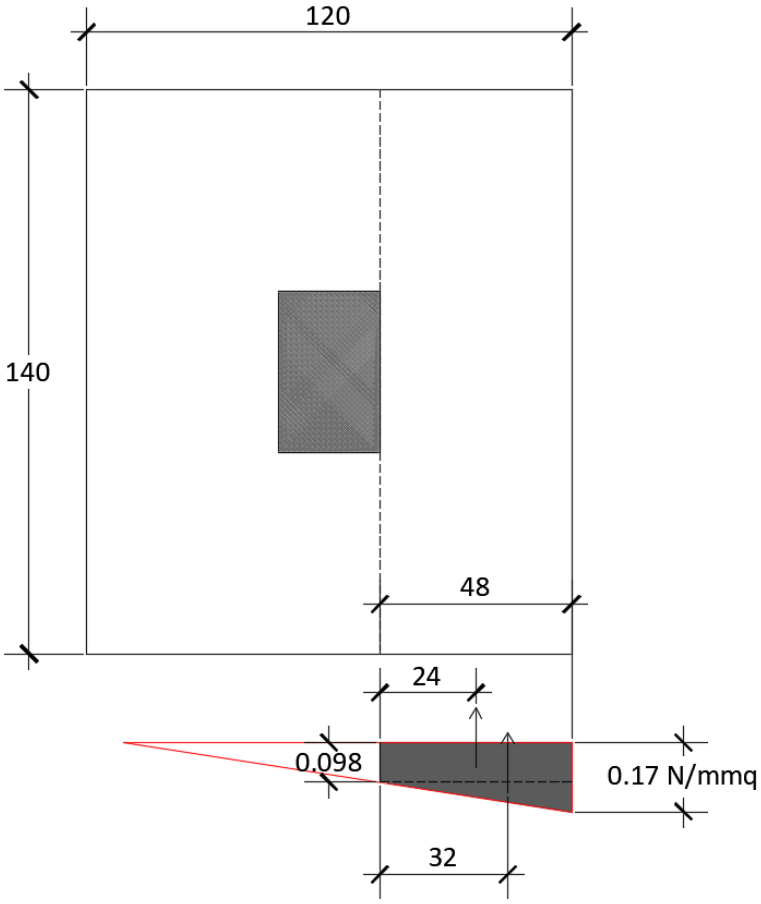
La distribuzione della pressione è triangolare e la massima pressione sul bordo compresso sarà:

$$q_{max} = \frac{2 \cdot N_{tot}}{B_2 \cdot 3\mu} = \frac{2 \cdot 133.46}{1.40 \cdot 1.11} = 171.76\frac{kN}{m^2} = 0.172\ \frac{N}{mm^2}$$

Segue schema grafico rappresentante la distribuzione sopra calcolata:



Si considera la sezione di verifica a filo pilastro; segue la determinazione delle sollecitazioni agenti su di essa:



La risultante agente sulla porzione rettangolare è la seguente:

$$F_1 = 0.098 \frac{N}{mm^2} \cdot 1400\ mm \cdot 480\ mm = 65856\ N$$

La risultante agente sulla porzione triangolare è la seguente:

$$F_2 = 0.074 \frac{N}{mm^2} \cdot 1400\ mm \cdot 480\ mm \cdot 0.5 = 24864\ N$$

Pertanto il taglio sollecitante la sezione è pari a:

$$V_{sd} = \mathrm{F_1} + \mathrm{F_2} = 65856 + 24864 = 90720\ N$$

E il momento sollecitante è pari a:

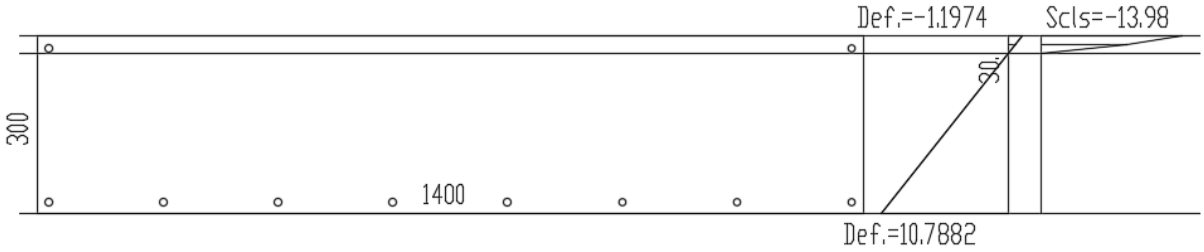
$$\mathrm{M_{sd}} = \mathrm{F_1} \cdot \mathrm{d_1} + \mathrm{F_2} \cdot \mathrm{d_2} = 65856 \cdot 240 + 24864 \cdot 320 = 23761920\ Nmm = 23.76\ kNm$$

14.2.1.2 Verifica a flessione

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_21
Nome file    : Fondazioni esistenti.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  150. (baricentro CLS)
Nd =        0.
Mdz=    95.1953
Mdy=     0.
Mzult/Mdz=95.1953 / 23.76 =4.00654
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    36.14
              fck=    30.
              fcd=    16.67 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= FeB44k
              fyk=   430.
              ftk=   540.
              ftd=   391.3  (0.999%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon)
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO:
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-3.9951765992719E-04
muy= 7.3720608780288 7E-22
lam= 1.078816208203 01E-02
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|verI   Z  I   Y  I  Dcls   I  Scls  |Vel
|  2| -700.|  300.| -1.19737|  -13.98|sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|FerI   Z  I   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Vel
|  3| -680.|  20.|  12|  1.13| 9.98913|  391.3 |sil

% ARMAT.: tesa= .22; comp.= .05; tot.= .27
```

VERIFICA SODDISFATTA CON FS = 4.01

14.2.1.3 Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A.
secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile)
Versione V.04 - giugno 2018

SEZIONE DI VERIFICA
San Giusto Canavese
Locale spogliatoi e servizi
Fondazioni esistenti

INPUT

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

h	0	mm	altezza ali (= 0 se sezione rettangolare)
B	0	mm	larghezza massima sezione (aT) (= 0 se sezione rettangolare)
bw	1400	mm	larghezza minima della sezione
H	300	mm	altezza sezione
c	20	mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)
A_{s1}	904	mm^2	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)
Asw	0.28	mm^2	area della sezione trasversale delle staffe 90°
s	125	mm	passo delle staffe 90°
Asw'	0	mm^2	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)
s'	1	mm	passo misurato sull'asse longitudinale
α	90	°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave

ctg θ 2.50 1≤ctgθ≤2.5 inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

N_{Ed}	0	N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)
V_{Ed}	90720	N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (**)

f_{ck}	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls
γ_c	1.5		coeff. di sicurezza sul cls
α_{cc}	1		coeff. lunga durata
f_{yd}	311	N/mm^2	snervamento di calcolo delle armature a taglio

(**) introdurre valori già ridotti se Strutture Esistenti

VALORI DERIVATI

NOTA: si considera la sezione priva di dentature

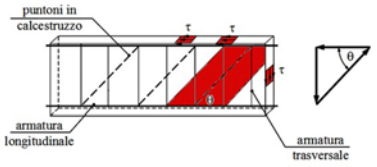
d	280	mm	altezza utile
Ac	420000	mm^2	area cls

8ϕ12

φ6/12.5

NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s'
in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"

Calcolo angolo di inclinazione traliccio
θ = 0.63 °



α_c	1.000	coeff. maggiorativo		
fcd	16.67	N/mm^2	f'cd = 8.33 N/mm^2	ridotta
k	1.8452	≤2.0		
ρ_1	0.0023	≤0.02		
σ_{cp}	0.00	N/mm^2	≤0.2 fcd= 0.37	
Vmin	0.4386	fattore di efficienza		

OUTPUT

-	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio	V_{Rd1} = 171939 N	
-	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio	V_{Rsd} = 439 N	(*)
-	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima	V_{Rcd} = 1013793 N	
-	Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio	a_l = 315 mm	

(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali

VERIFICHE

x	Per Elementi **Privi di Armatura a taglio**	$V_{Rd} = V_{Rd1}$ =	171939 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} = 1.90	OK
	Per Elementi **Con Armatura a Taglio**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ =	439 N	Fs = V_{Rd}/V_{Ed} =	
In ogni caso deve sempre risultare:		V_{Rcd} = 1013793 N > V_{Ed} =	90720 N	Fs = V_{Rcd}/V_{Ed} = 11.17	OK

VERIFICA SODDISFATTA CON FS = 1.90

14.2.1.4 Verifica a capacità portante

FORMULA DI BRINCH-HANSEN PER IL CALCOLO DELLA PORTATA LIMITE
(Soluzione generale)

$q_{lim} = 0{,}5\,\gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q =$ **71896.45 kg/m²**

essendo:

γ' =		1710	[kg/m³]	Peso specifico del terreno
c' =		0	[kg/m²]	Coesione
q' =		2907	[kg/m²]	Sovraccarico
ϕ =		32.3	[°]	Angolo di resistenza al taglio
B =	b-2e =	0.36		Larghezza equivalente
b =		1.2	[m]	Larghezza effettiva fondazione
e =		0.42	[m]	Eccentricità *
L =		1.4	[m]	Lunghezza fondazione
N_γ =		31.59		Fattore di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio
N_c =		36.36		Fattore di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio
N_q =		23.99		Fattore di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio
s_γ =		1.08		Fattore di forma della fondazione
s_c =		1.17		Fattore di forma della fondazione
s_q =		1.08		Fattore di forma della fondazione
i_γ =		0.77		Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del carico
i_c =		0.84		Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del carico
i_q =		0.85		Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del carico
b_γ =		1.00		Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione della fondazione
b_c =		1.00		Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione della fondazione
b_q =		1.00		Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione della fondazione
g_γ =		1.00		Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna
g_c =		1.00		Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna
g_q =		1.00		Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna
d_c =		1.00		Fattore dipendenti dalla profondità del piano di posa
d_q =		1.00		Fattore dipendenti dalla profondità del piano di posa
D =		1.7	[m]	Approfondimento fondazione
N =		9798	[kg]	Componente verticale della spinta **
H =		874.5	[kg]	Componente orizzontale della spinta***
m =		1.80		Coefficiente funzione del rapporto B/L
ω =		0	[°]	Angolo di inclinazione del piano campagna
α =		0	[°]	Angolo di inclinazione della fondazione

e quindi la portata ammissibile è pari a:

$\sigma_{adm} = q_{lim} / (fs * 10000) =$ **3.13 kg/cm²** **> 1.72 kg/cm²** **Verifica soddisfatta**

con :

fs = 2.3 Coefficiente di sicurezza

Approccio 2 - combinazione (A1+M1+R3) **NTC 2018 6.4.2.2**

* **L'eccentricità è riferita al carico assiale con coeff.0.8 e momento con coeff. 1.5**

** **E'stato diminuito il carico verticale del 20% a favore di sicurezza e in accordo ai coefficienti A1**

*** **La componente orizzontale dovuta al taglio agente, è stata moltiplicata per 1.5 in accordo ai coeff. A1**

14.2.2 Verifica fondazioni pilastri d'angolo

Si prevede la realizzazione di n°2 pali per ciascun pilastro d'angolo, al fine di riprendere le sollecitazioni trasmesse al terreno in fase sismica per l'azione fuori piano, in quanto, come riportato in precedenza, le azioni nel piano possono essere riprese dalla fondazione esistente.

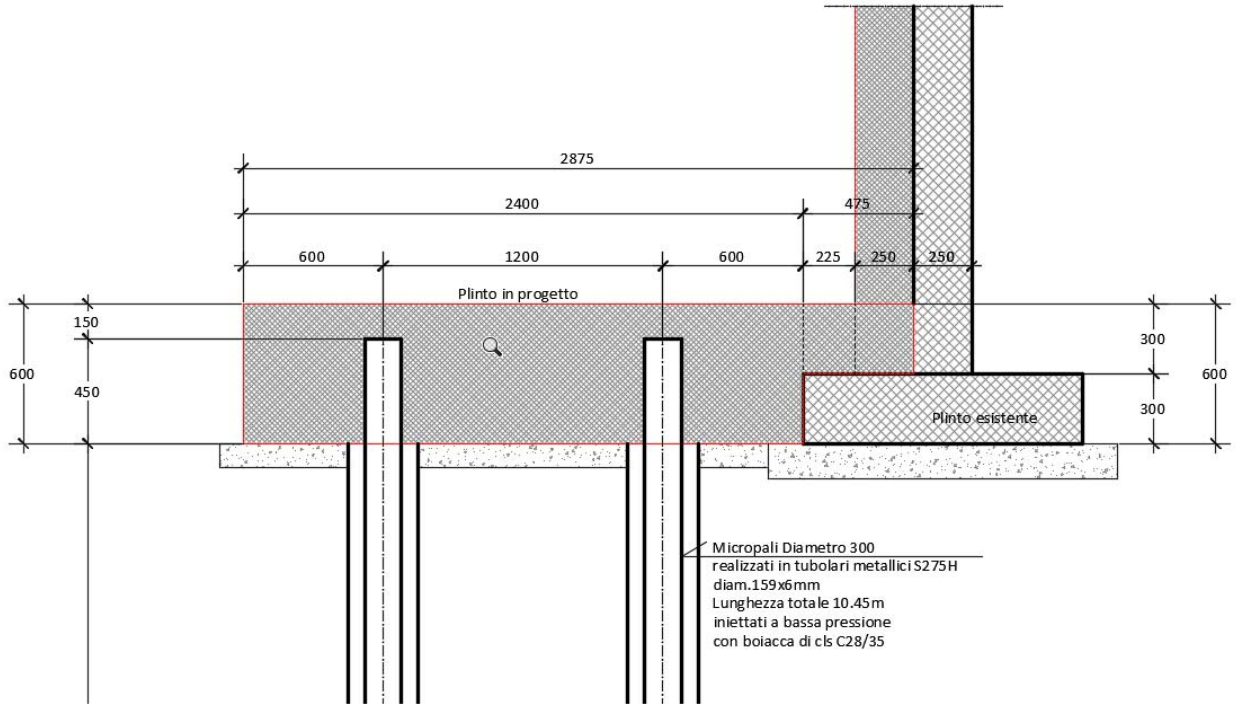


Figura 181 – Sezione

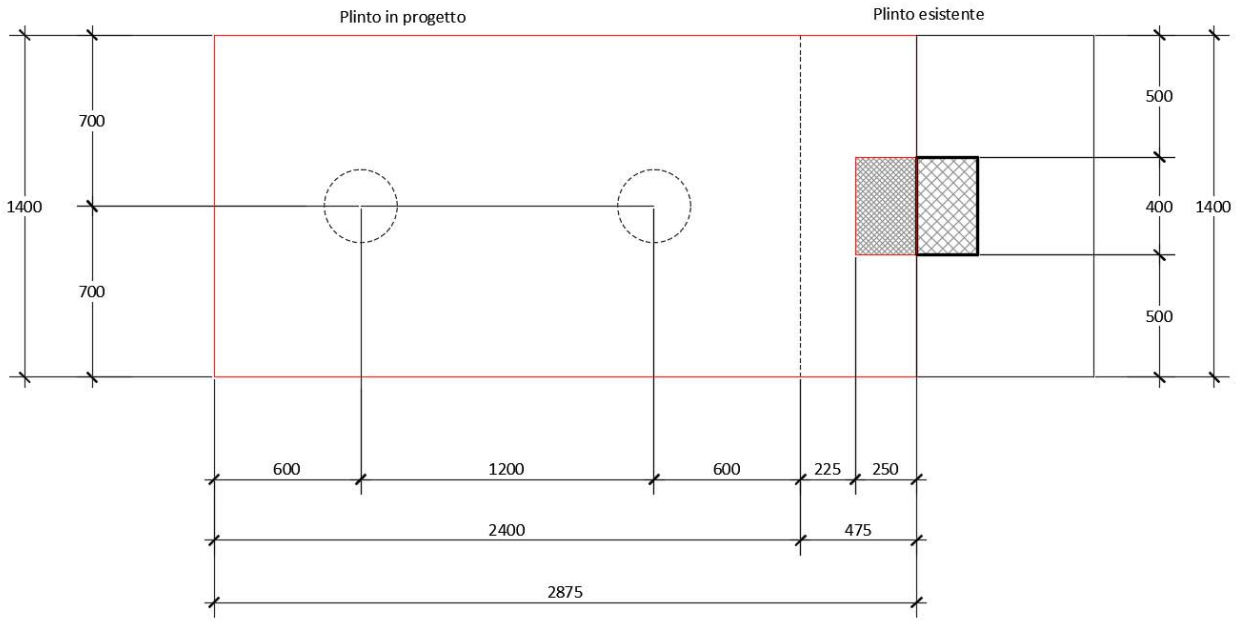
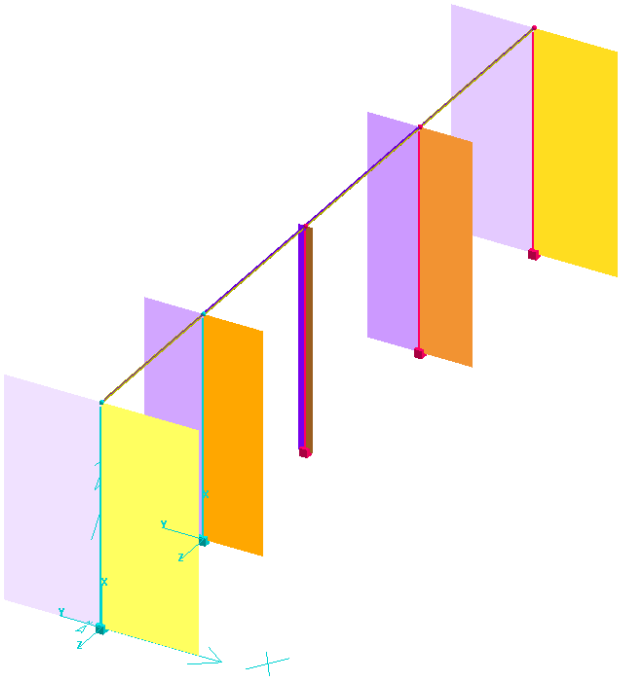


Figura 182 – Pianta

14.2.2.1 Analisi delle sollecitazioni

Segue l'analisi delle sollecitazioni per i soli casi simici, dove per casi sismici si intende la sola azione orizzontale nelle due direzioni dovuta al sistema di forze ottenute dall'analisi dinamica e statica lineare complementare, escludendo dunque la ricombinazione con i carichi gravitazionali, in quanto si considera che questi siano ripresi interamente dal sistema di fondazione esistente.



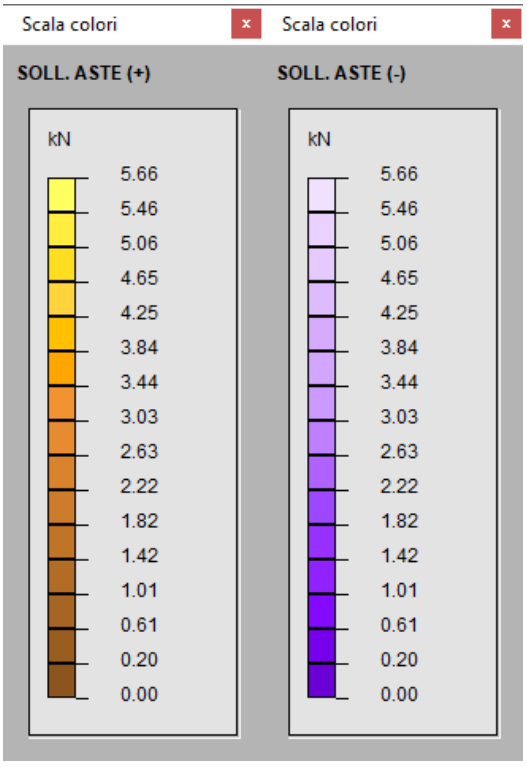


Figura 183 – Sforzo assiale

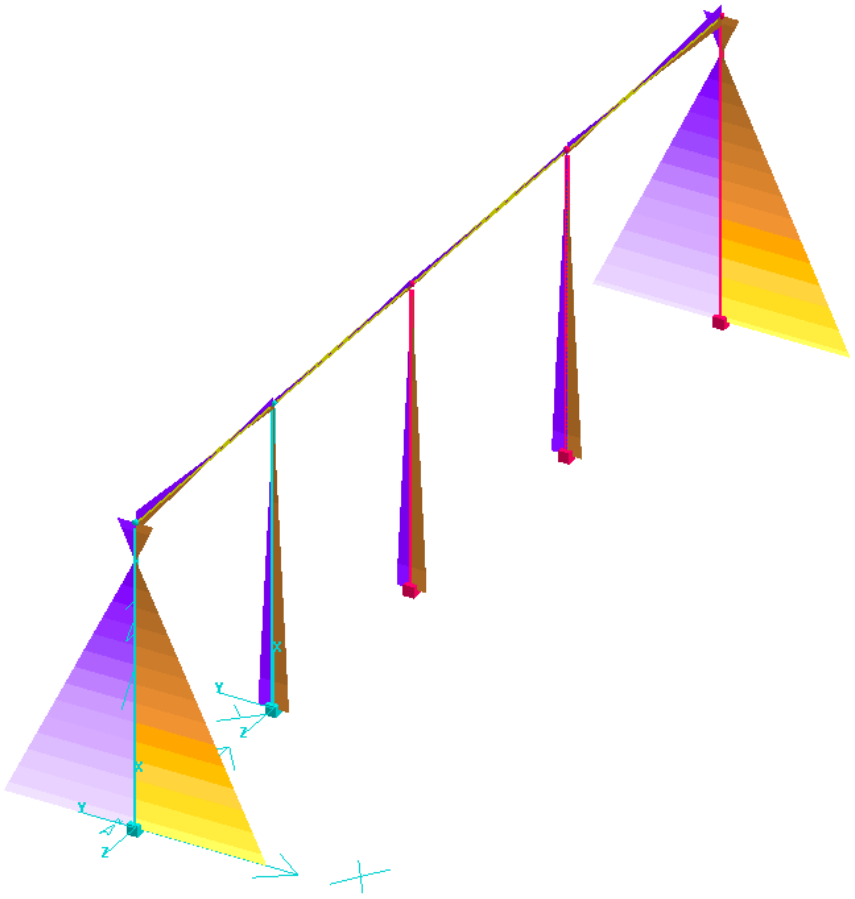


Figura 184 – Momento flettente

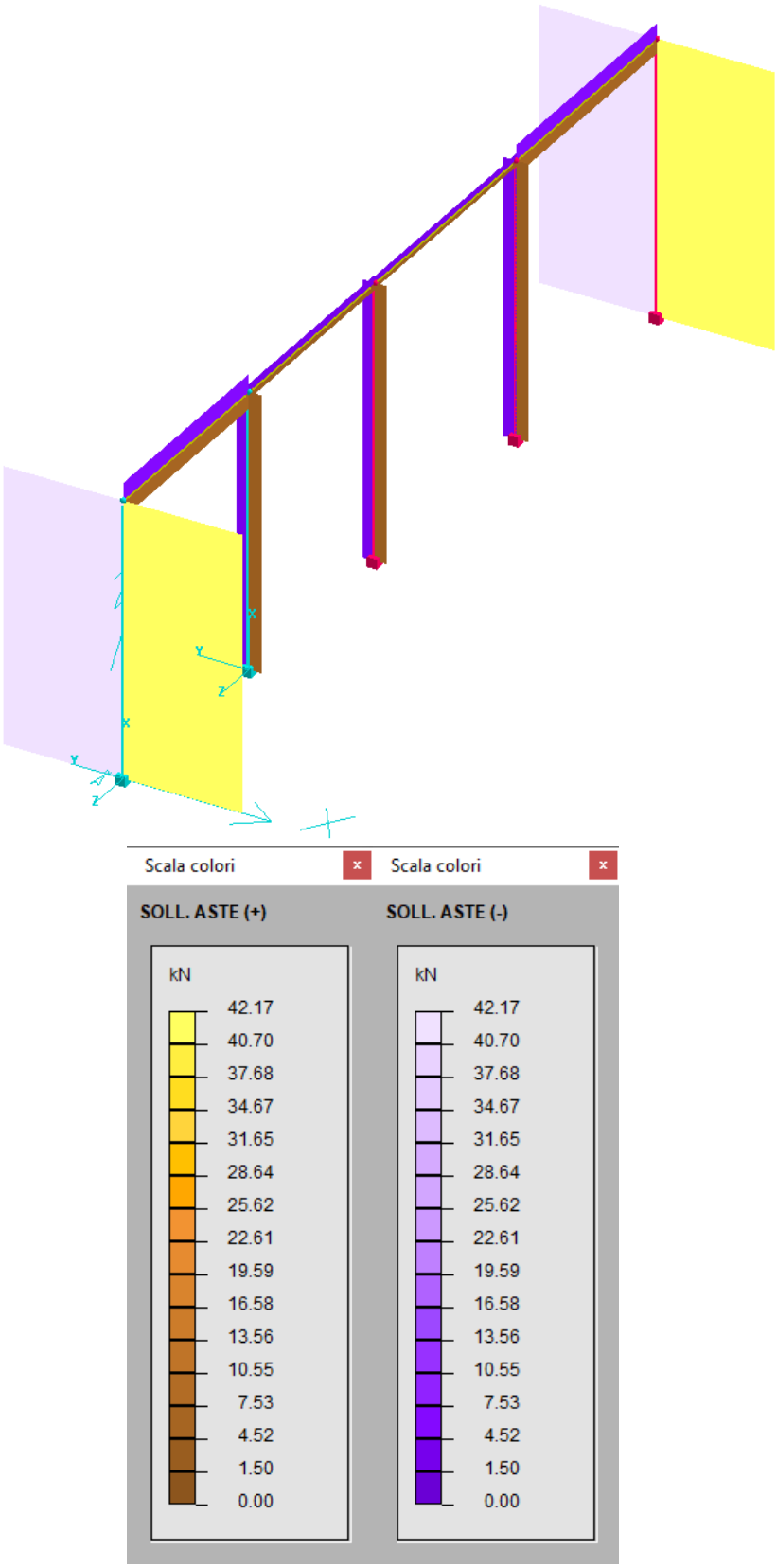


Figura 185 – Taglio

I valori sotto riportati, devono essere, in accordo con il §7.2.5 NTC 2018, amplificati di un coefficiente pari a 1.10.

I valori ottenuti sono i seguenti:

$$N_{sd} = \pm 5.66 \cdot 1.10 = 6.23\ kN$$

$$M_{sd} = \pm 172.30 \cdot 1.10 = 189.53\ kNm$$

$$V_{sd} = \pm 42.17 \cdot 1.10 = 46.39\ kN$$

I pali sono disposti a distanza $d = 120\ cm$ tra loro e il centro del sistema pali rispetto al centro del pilastro è posto alla distanza $e = 168\ cm$.

I due pali lavoreranno uno a trazione ed uno in compressione; segue la determinazione delle sollecitazioni agenti sui singoli pali.

Le forze di trazione e compressione dovute al momento trasmesso dal pilastro, saranno pari a:

$$F_M = \pm \frac{M_{sd}}{d} = \pm \frac{189.53}{1.20} = \pm 157.94\ kN$$

L'eccentricità e dei carichi assiali genera un momento flettente aggiuntivo pari a:

$$M_N = \pm N_{sd} \cdot e = \pm 6.23 \cdot 1.68 = \pm 10.47\ kNm$$

Tale momento genera le seguenti forze di trazione/compressione sui pali:

$$F_N = \pm \frac{M_N}{d} = \pm \frac{10.47}{1.20} = \pm 8.73\ kN$$

Il peso di ogni singolo palo di diametro 30 cm ed altezza H=10m è pari a:

$$P_p = \pi \cdot r^2 \cdot H \cdot \gamma_{c.a.} = \pi \cdot 0.15^2 \cdot 10 \cdot 25 = 17.67\ kN$$

In accordo ai coefficienti A1 dell'Approccio 2, il peso del palo viene considerato carico permanente favorevole relativamente al palo soggetto a trazione e carico permanente sfavorevole per quanto riguarda il palo soggetto a compressione. Lo sforzo di taglio viene diviso equamente tra i due pali.

A favore di sicurezza si applicano le seguenti ipotesi:

- il contributo favorevole del peso proprio sul palo soggetto a trazione viene considerato nullo;
- lo sforzo assiale N_{sd} trasmesso dal pilastro viene considerato agente simultaneamente in verso discorde sui due pali, in modo da massimizzarne le sollecitazioni.

Le sollecitazioni agenti sui singoli pali saranno dunque:

$$F_{Traz} = +F_M + F_N + 0.0 \cdot P_p + N_{sd} = +157.94 + 8.73 + 0.00 + 6.23 = +172.90\ kN$$

$$F_{Comp} = -F_M - F_N - 1.3 \cdot P_p - N_{sd} = -157.94 - 8.73 - 1.3 \cdot 17.67 - 6.23 = -195.87\ kN$$

$$F_{taglio} = \pm\frac{V_{sd}}{2} = \pm\frac{46.39}{2} = 23.20\ kN$$

Nelle calcolazioni si adotterà l'Approccio 2 (A1+M1+R3)

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale [*]	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

[*] da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

14.2.2.2 Verifica portata dei pali

Segue il calcolo della determinazione della portata a trazione e a compressione dei pali.

MICROPALO TRIVELLATO - LOCALE SPOGLIATOI E SERVIZI - SAN GIUSTO CANAVESE

Palo *Diametro =* 30 cm *Armatura palo* *Tipo* *S275H*
Lunghezza = 10 m *L=10.30m*

Stratigrafia

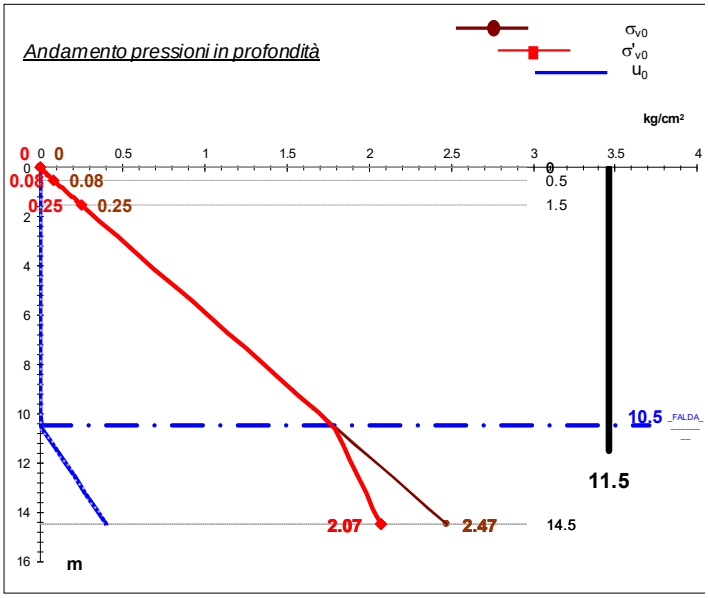
Strato n°	***z iniziale*** [m]	***z finale*** [m]	ϕ [°]	γ [Kg/m³]	*k*
1	0	0.5	21.8	1550	
2	0.5	1.5	32.3	1710	
3	1.5	14.5	32.3	1710	0.47
4	14.5				
5	0				
6	0				

(se al piano campagna mettere 0,001)
falda 10.5 m 1000

Sovraccarico su piano campagna kg/m²

Calcolo valori a profondità ***z =*** 11.5 m

pressione totale	σ_{v0} =	1.96	kg/cm²
sovrappressione interstiziale	u_0 =	0.10	kg/cm²
pressione efficace	σ'_{v0} =	1.86	kg/cm²



Dati micropalo *diametro reso* 30 cm *Plat lim =* 29186 kg ***P lat amm =*** 23349 kg
lunghezza 11.5 m *Plim base =* 31578 kg ***P base amm =*** 23391 kg
Coefficienti di sicurezza γ_R *(laterale-di base)* 1.25 1.35 *Nq (base) =* 24.05 ***P Tot Amm Comprx =*** **46740** kg
Approccio A1-M1-R3 ***P Tot Amm Trax =*** **-25380** kg

Dalle calcolazioni sopra riportate risultano i seguenti valori:

$$P_{Tot\ Amm\ Comprex} = 467.40\ kN > F_{Comp} = 195.87\ kN$$

$$P_{Tot\ Amm\ Trax} = 253.80\ kN > F_{Traz} = 172.90\ kN$$

La verifica risulta soddisfatta con FS = 1.47

14.2.2.3 Verifica sforzo assiale dei pali

I micropali hanno diametro 30 cm e lunghezza di 10 metri.

L'armatura è costituita da un tubolare metallico 159x6 mm.

Il calcestruzzo adottato è di classe C28/35 e l'armatura tubolare è realizzata in acciaio S275H.

La resistenza del singolo palo a trazione e compressione può essere valutata come segue:

$$N_{Rd,traz} = A_{s,long} \cdot f_{yd} = A_{s,long} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2884\ mm^2 \cdot \frac{275\ \frac{N}{mm^2}}{1.05} = 755\,333.33\ N = 755.33\ kN$$

$$N_{Rd,compr} = A_c \cdot f_{cd} = \pi \cdot 150^2 \cdot \frac{0.85 \cdot 28}{1.5} = 1\,121\,548.58\ N = 1\,121.55\ kN$$

Essendo:

$$N_{Rd,traz} = 755.53\ kN > F_{Traz} = 172.90\ kN$$

$$N_{Rd,compr} = 1\,121.55\ kN > F_{Comp} = 195.87\ kN$$

La verifica a sforzo assiale dei pali risulta soddisfatta con FS = 4.37

14.2.2.4 Verifica a taglio dei pali

Come riportato in precedenza, il taglio sollecitante ogni palo è pari a:

$$V_{Sd} = 23.20\ kN$$

Si affida al tubolare tutta la resistenza a taglio del palo.

L'area della sezione resistente a taglio del singolo tubolare è così definita:

$$A_V = \frac{2}{3} \cdot A_{Tot} = \frac{2}{3} \cdot 2884\ mm^2 = 1\,922.67\ mm^2$$

La resistenza a taglio del singolo tubolare è pari a:

$$V_{Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1\,922.67 \cdot \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 290\,728.44\ N = 290.73\ kN$$

Essendo:

$$V_{Rd} = 290.73\ kN > V_{Sd} = 23.20\ kN$$

La verifica a taglio dei pali risulta soddisfatta con FS = 12.53

14.2.2.5 Verifica tensione ideale sui pali

Si valuta la tensione sui pali dovuta alle concomitanti sollecitazioni:

- Sforzo assiale di trazione
- Taglio

Si adotta la verifica in campo elastico, con riferimento al criterio contenuto al §4.2.4.1.2 NTC 2018.

$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

La tensione normale, $\sigma_{x,Ed}$ è dovuta alla tensione per trazione e vale.

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{F_{Traz}}{A_{s,long}} = \frac{172\,900\ N}{2884\ mm^2} = 59.95\ \frac{N}{mm^2}$$

La tensione dovuta al taglio è uguale a:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Sd}}{A_V} = \frac{23\,200\ N}{1\,922.67\ mm^2} = 12.07\,\frac{N}{mm^2}$$

Si ottiene dunque:

$$\sqrt{59.95^2 + 3 \cdot 12.07^2} = 63.49\ \frac{N}{mm^2} \leq \frac{275}{1.05} = 261.90\,\frac{N}{mm^2}$$

VERIFICA SODDISFATTA CON FS = 4.13

14.2.2.6 Verifica a punzonamento testa pali

Segue la verifica punzonamento della testa dei pali sul plinto di fondazione.

La verifica a punzonamento viene condotta confrontando il taglio per unità di area agente lungo il perimetro del singolo palo con il massimo valore di resistenza a taglio-punzonamento lungo la sezione di verifica considerata.

Utilizzando la nomenclatura dell'Eurocodice 2 risulta:

$$v_{Ed,0} = \frac{V_{Ed}}{\mu_0 \cdot d} = \frac{195\,870}{2 \cdot \pi \cdot 150 \cdot 520} = 0.40\ MPa$$

$$v_{Rd,max} = 0.5 \cdot \upsilon \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot 0.62 \cdot \frac{0.85 \cdot 28}{1.5} = 4.92\ MPa$$

Con:

$$\upsilon = 0.7 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.62$$

Risulta pertanto:

$$v_{Ed,0} = 0.40\ MPa < v_{Rd,max} = 4.92\ MPa$$

La verifica lungo il perimetro di base posto ad una distanza $2d$ dal perimetro del palo fornisce:

$$v_{Ed,1} = \frac{V_{Ed}}{\mu_1 \cdot d} = \frac{195\,870}{2 \cdot \pi \cdot (150 + 2 \cdot d) \cdot 520} = 0.055\ MPa$$

$$v_{Rd,c} = max\left\{\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot {f_{ck}})^{\frac{1}{3}}; 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot {f_{ck}}^{1/2}\right\} =$$

$$= max\left\{\frac{0.18}{1.5} \cdot 1.62 \cdot (100 \cdot 0.002 \cdot 28)^{\frac{1}{3}}; 0.035 \cdot 1.62^{3/2} \cdot 28^{1/2}\right\} = max\{0.345; 0.382\} = 0.382\ MPa$$

Con:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad = 1.62$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{1005}{1000 \cdot 520} = 0.002$$

Risulta pertanto:

$$v_{Ed,1} = 0.055\ MPa < v_{Rd,c} = 0.382\ MPa$$

Non è quindi necessaria specifica armatura a punzonamento.

14.2.2.7 Verifica armatura plinto

Il massimo momento sollecitante il plinto di fondazione è quello dovuto alle reazioni assiali dei pali per la loro distanza dal pilastro:

$$M_{sd} = F_{comp} \cdot b_1 - F_{traz} \cdot b_2 = 195.87 \cdot 2.27 - 172.90 \cdot 1.07 = 259.62\ kNm$$

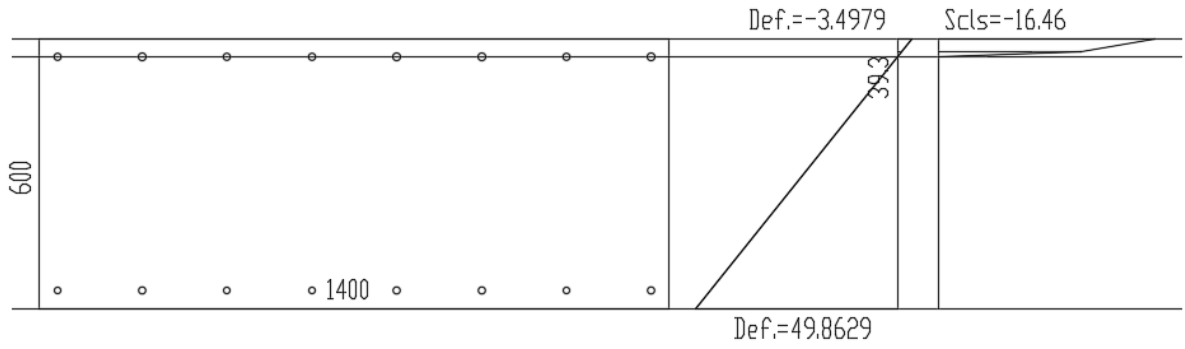
Il plinto sarà armato con barre 1+1ϕ16/20 nella direzione principale.

Segue verifica a flessione:

```
DESCRIZIONI
Sezione in C.A.
Tipo sezione : RETTANGOLARE
Nome lavoro  : 045_21
Nome file    : Nuovo plinto.VSE
Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
Nd in z=    0.; y=  300. (baricentro CLS)
Nd =        0.
Mdz=  388.9903
Mdy=    0.
Mzult/Mdz=388.9903 / 259.62 =1.49831
```

```
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Calcestruzzo: Rck=    35.
              fck=    29.05
              fcd=    16.46 (.35%)
Acciaio lento: Tipo= B450C
              fyk=   450.
              ftk=   540.
              ftd=   469.57 (6.75%)
UNITA' DI MISURA:
kN; mm; kNm; N/mm2.
Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
S=sigma (tensioni sui materiali);
D=deformazioni (epsilon)
```

```
PIANO DI EQUILIBRIO
eps= muz * y +muy * z + lam
muz=-8.89345489360472E-04
muy=-5.51594131025021E-22
lam= 4.98628502584141E-02
```




```
TENSIONE MASSIMA NEL CLS:
|ver|   Z  |   Y  |  Dcls   |  Scls  |Ver|
|  2| -700.|  600.| -3.49788|  -16.46|si|
```

```
TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:
|fer|   Z  |   Y  |Ø(mm)|Af(cm2)|D ferri |S ferri |Ver|
|  9| 660.|  40.|  16|  2.01|46.30547|  444.29|si|

% ARMAT.: tesa= .38; comp.= 0; tot.= .38
```

VERIFICA SODDISFATTA CON FS=1.50

14.3 INTERVENTO 8 – SPOGLIATOI – COLLEGAMENTO ALLA BASE DEI SETTI

Il presente intervento è finalizzato al collegamento alla base del setto portante il solaio di copertura del locale spogliatoi e servizi, in prossimità dell'allineamento comune con la palestra.

Allo stato attuale non si hanno evidenze circa un possibile collegamento al taglio alla base del setto, motivo per cui è da ritenersi in semplice appoggio.

Si prevede l'inserimento di un angolare lato spogliatoi ed uno lato palestra, collegati con barre filettate passanti ed entrambi tassellati ai tegoli del piano terra.

14.3.1 Determinazione dell'azione sismica

Dall'analisi delle reazioni al piede dei vincoli a cerniera posti alla base del setto, è possibile procedere al dimensionamento dell'inserto di collegamento.
Si riportano, per i setti A e B, le sommatorie dei valori delle reazioni vincolari ottenute per i casi di carico sismici a SLV.

Tipologia elemento	**TAGLI (fuori piano) in direzione X globale [kN]**	**TAGLI (nel piano) in direzione Y globale [kN]**	**SFORZI DI TRAZIONE in Z globale [kN]**
Setto A	2.63	23.40	0.00
Setto B	3.02	35.57	0.00

I setti presentano le seguenti sezioni complessive:

Setto A: 555 cm x 15 cm

Setto B: 810 cm x 15 cm

Si prevede l'inserimento di una doppia piastra angolare di dimensioni 100x100x5 mm (una lato spogliatoi e una lato palestra) con collegamenti disposti a passo 50 cm.

14.3.2 Verifica barra filettata lato setti

Si prevede l'inserimento di barre filettate M10 disposte a passo 50cm.

Le sollecitazioni agenti saranno pari a:

$$N_{sd} = \frac{2.63\ kN}{5.55\ m} = 0.47\ kN/m$$

$$V_{sd} = \frac{35.57\ kN}{8.10\ m} = 4.39\ kN/m$$

Si riportano le caratteristiche di resistenza delle barre filettate M10, classe 8.8.

Area resistente:	A_{res} = 58.00 mm^2
Resistenza a rottura:	f_{tbk} = 800 MPa
Coefficiente di sicurezza:	γ_{M2} = 1.25
Resistenza a taglio:	**$F_{v,Rd}$** = 0.6 · f_{tbk} · A_{res} / γ_{M2} = **22.27 kN**
Resistenza a trazione:	**$F_{t,Rd}$** = 0.9 · f_{tbk} · A_{res} / γ_{M2} = **33.41 kN**

VERIFICA A TAGLIO

La verifica viene effettuata a taglio sulla barra filettata.

Lo sforzo di taglio agente è pari a:

$$V_{sd} = 2.20\ kN$$

Si riporta la verifica a taglio:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{2.20}{22.27} = 0.10 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA A TRAZIONE

La verifica viene effettuata a trazione sulla barra filettata e si riporta il valore massimo anche se non concomitante col massimo taglio. Lo sforzo di trazione agente è pari a:

$$F_{t,Sd} = 0.24\ kN$$

Si riporta la verifica a trazione:

$$FS = \frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} = \frac{0.24}{33.41} = 0.007 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA COMBINATA TAGLIO-TRAZIONE

Si deve verificare che:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Essendo il risultato pari a 0.11 < 1.

VERIFICA SODDISFATTA

14.3.3 Verifica tassello lato tegoli

I tegoli del piano terra presentano, a differenza di quelli di copertura, una cappa collaborante dello spessore di 6 cm; al fine di evitare di danneggiare l'armatura principale dei tegoli, il collegamento avverrà nello spessore della cappa collaborante.

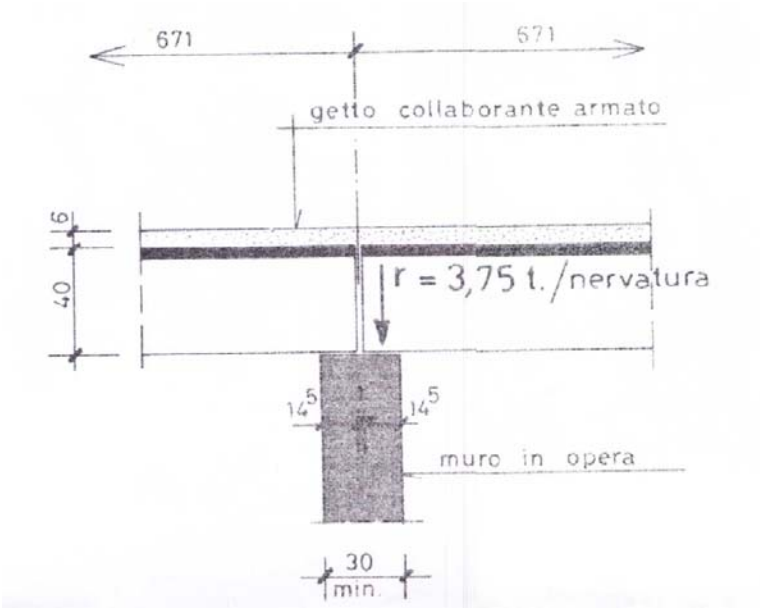


Figura 186 – Dettaglio cappa collaborante su tegoli del piano terra

Si adotterà un tassello a vite ad alte prestazioni tipo HILTI HUS3-H M8 con ancoraggio effettivo pari a 55 mm.

Anchorage depth for seismic C2

Anchor size			**8**	**10**	**14**
Type		**HUS3 -**	**H**	**H**	**H**
Nominal anchor. depth range	h_{nom}	[mm]	h_{nom3}	h_{nom3}	h_{nom3}
			70	85	115
Effective anchorage depth	h_{eff}	[mm]	54,9	67,1	91,8

Seguono le caratteristiche di resistenza dell'ancoraggio per azioni sismiche in categoria C2:

Design resistance in case of seismic performance category C2

Anchor size		**8**	**10**	**14**
with Hilti filling set (α_{gap} = 1,0)				
Type	**HUS3 -**	**H, HF**	**H, HF**	**H, HF**
Tension $N_{Rd,seis}$	[kN]	2,1	6,3	11,8
Shear $V_{Rd,seis}$		9,8	17,1	31,1
without Hilti filling set (α_{gap} = 0,5)				
Type	**HUS3**	**H, HF**	**H, HF, C**	**H, HF**
Tension $N_{Rd,seis}$	[kN]	2,1	6,3	11,8
Shear $V_{Rd,seis}$		3,6	5,9	11,5

Il tassello scelto presenta un valore minimo di resistenza a taglio pari a 3.60 kN.

Il tassello scelto sarà sollecitato ai seguenti sforzi di taglio nelle due direzioni:

A favore di sicurezza, le forze F_1 e F_2 vengono composte vettorialmente, ottenendo così lo sforzo di taglio agente.

$$V_{sd} = \sqrt{{F_1}^2 + {F_2}^2} = \sqrt{2.20^2 + 0.24^2} = 2.21\ kN$$

Si riporta la verifica a taglio:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{2.21}{3.60} = 0.61 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

14.3.4 Verifica a rifollamento della piastra

Si riporta la verifica a rifollamento della piastra da 5mm soggetta al taglio sull'ancorante M8 lato tegolo.

La verifica è riferita alla massima sollecitazione di taglio e pari a:

$$V_{sd} = 2.21\ kN$$

La resistenza a rifollamento della piastra è ottenuta come segue:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t/\gamma_{M2}$$

In cui:

Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione del carico applicato:	e_1 = 40 mm
Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione normale al carico applicato:	e_2 = 50 mm
Resistenza a rottura della piastra:	f_{tk} = 430 MPa
Diametro del bullone:	d = 8 mm
Diametro del foro:	d_0 = 8 mm
Spessore della piastra:	t = 5 mm
Coefficiente di sicurezza:	γ_{M2} = 1.25

$$k = \min(2.8\ e_2/d_0 - 1.7; 2.5) = \min(15.80; 2.5) = 2.50$$

$$\alpha = \min(e_1/(3\ d_0)\,; f_{tbk}/f_{tk}\,;\ 1) = \min(1.67; 1.86;\ 1) = 1.00$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \cdot 1.00 \cdot 430 \cdot 8 \cdot 5/1.25 = 34400\ N = 34.4\ kN$$

Segue la verifica:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{2.21}{34.40} = 0.06 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA.

14.4 INTERVENTO 9 – SPOGLIATOI – COLLEGAMENTO COPERTURA-SETTI

Il presente intervento è finalizzato alla realizzazione di un collegamento a taglio tra la soletta di copertura e il setto lato palestra sul quale scarica lo stesso solaio.

Non si hanno informazioni circa un possibile collegamento esistente tra essi, dunque, in via cautelativa, si ipotizza che lo stesso debba essere realizzato al fine di evitare la fuoriuscita del solaio dalla propria sede di appoggio.

L'intervento consiste nella realizzazione di un collegamento composto da un piatto angolare in acciaio 100x100x5 mm collegato con ancoranti meccanici sia lato solaio sia lato setto.

Seguono verifiche.

14.4.1 Determinazione dell'azione sismica

Per quanto riguarda il collegamento in copertura, si considera l'ipotesi cautelativa di adozione di uno spettro elastico, considerando che l'azione sismica, sotto forma di taglio, debba ancora essere dissipata dalla struttura sismo-resistente (il setto in questo caso) e pertanto, i valori precedentemente adottati per la verifica del collegamento alla base, vengono amplificati del fattore di comportamento q = 1.50.

Si riportano, per i setti A e B, i valori di taglio a SLV adottati nel calcolo.

Tipologia elemento	**TAGLI (fuori piano) in direzione X globale [kN]**	**TAGLI (nel piano) in direzione Y globale [kN]**
Setto A	3.95	35.10
Setto B	4.53	53.36

I setti presentano le seguenti sezioni complessive:

Setto A: 555 cm x 15 cm

Setto B: 810 cm x 15 cm

14.4.2 Verifica tasselli lato setto

Segue la verifica per metro lineare dei tasselli di collegamento della copertura ai setti.

Il calcolo sotto riportato è riferito ad un metro di profondità ed essendo i tasselli disposti a passo 50 cm, si adotteranno nel calcolo n°2 tasselli.

I tasselli lato setto saranno soggetti alle seguenti sollecitazioni:

$$N_{sd} = \frac{3.95\ kN}{5.55\ m} = 0.71\ kN/m$$

$$V_{sd} = \frac{53.36\ kN}{8.10\ m} = 6.59\ kN/m$$

Si allega nel seguito la verifica del sistema di ancoraggio effettuata con l'ausilio del software HILTI Profis Anchor 2.8.8, secondo il metodo di calcolo EN 1992-4.

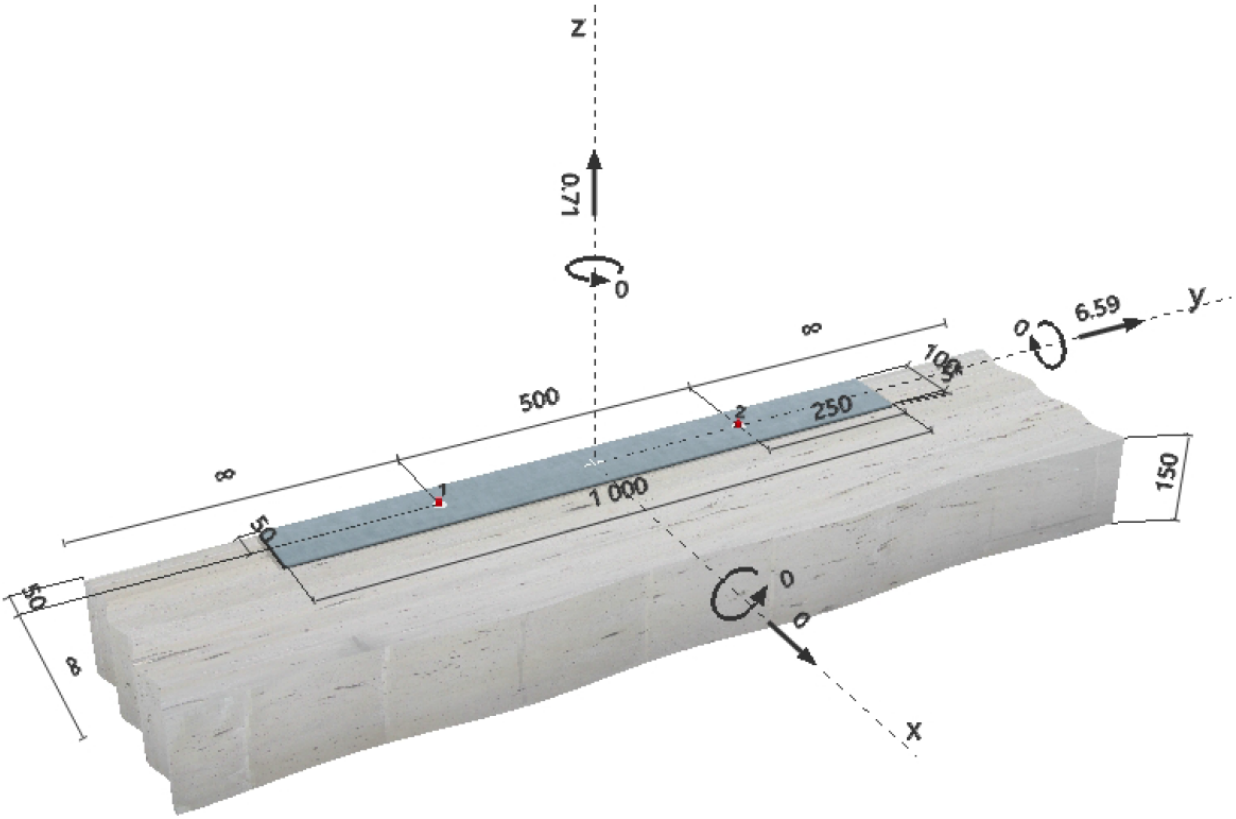
1 Dati da inserire



Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HST3 M10 hef1**
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	h_{ef} = 40 mm, h_{nom} = 48 mm
Materiale:	
Certificazione No.:	ETA-98/0001
Emesso I Valido:	02/10/2019 | -
Prova:	Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 5 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 100 mm x 1 000 mm x 5 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, , $f_{c,cyl}$ = 30.00 N/mm^2; h = 150 mm
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) con armatura di bordo longitudinale d >= 12 + maglia chiusa (staffe) s <= 100

[R] - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

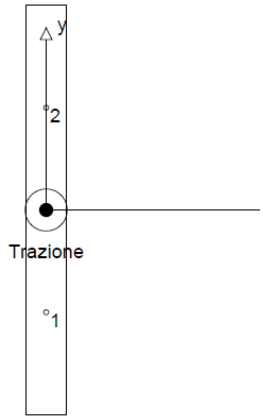
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.355	3.295	0.000	3.295
2	0.355	3.295	0.000	3.295

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0.710 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	0.355	23.214	2	OK
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	0.710	12.388	6	OK
Fessurazione**	0.710	12.698	6	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
32.500	1.400	23.214	0.355

3.2 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	
26 400	14 400	1.833	60	120	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.950	1.000
k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
7.700	10.669	1.500	12.388	0.710	

3.3 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	
45 024	28 224	1.595	84	168	1.274	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	0.879	1.000	7.700
$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
10.669	1.500	12.698	0.710			

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	3.295	17.520	19	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	6.590	33.077	20	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-**	6.590	14.093	47	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
21.900	1.250	17.520	3.295

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_4
26 400	14 400	1.833	60	120	2.670
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.950	1.000
$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
10.669	1.500	33.077	6.590		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_V	α	β		
40	10.0	1.700	0.089	0.072		
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm²]	$A^0_{c,V}$ [mm²]	$\psi_{A,V}$			
50	22 500	11 250	2.000			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$	$\psi_{90°,V}$
1.000	1.000	2.000	0	1.000	1.000	2.000
$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]			
5.285	1.500	14.093	6.590			

5 Carichi combinati di trazione e di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.3)

	β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
acciaio	0.015	0.188	2.000	4	OK
Calcestruzzo	0.057	0.468	1.500	34	OK

$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha <= 1$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	0.263 [kN]	δ_N	=	0.037 [mm]
V_{Sk}	=	2.441 [kN]	δ_V	=	0.820 [mm]
			δ_{NV}	=	0.821 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	0.263 [kN]	δ_N	=	0.080 [mm]
V_{Sk}	=	2.441 [kN]	δ_V	=	1.230 [mm]
			δ_{NV}	=	1.233 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

14.4.3 Verifica tasselli lato soletta di copertura

Segue la verifica per metro lineare dei tasselli di collegamento della copertura ai setti.

Il calcolo sotto riportato è riferito ad un metro di profondità ed essendo i tasselli disposti a passo 50 cm, si adotteranno nel calcolo n°2 tasselli.

I tasselli lato soletta saranno soggetti alle seguenti sollecitazioni:

$$V_{sdx} = \frac{3.95\ kN}{5.55\ m} = 0.71\ kN/m$$

$$V_{sdy} = \frac{53.36\ kN}{8.10\ m} = 6.59\ kN/m$$

Si allega nel seguito la verifica del sistema di ancoraggio effettuata con l'ausilio del software HILTI Profis Anchor 2.8.8, secondo il metodo di calcolo EN 1992-4.

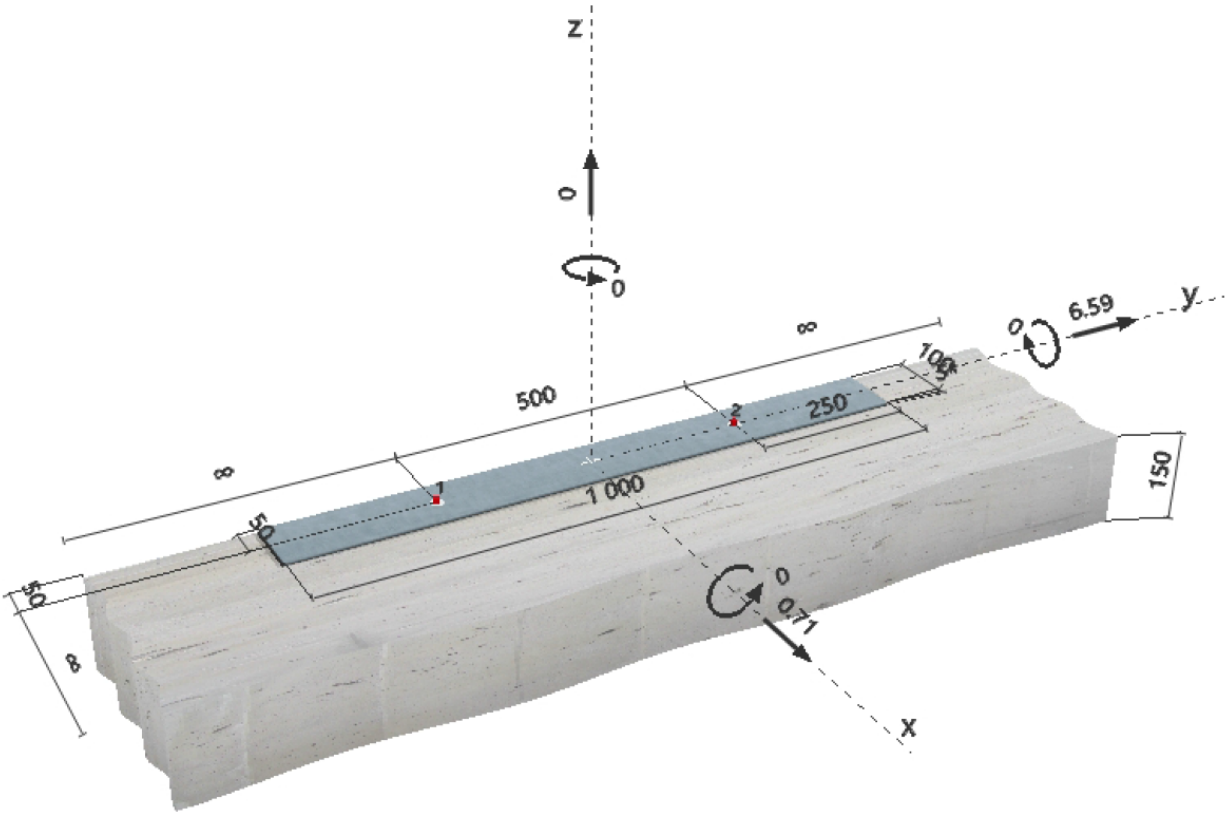
1 Dati da inserire



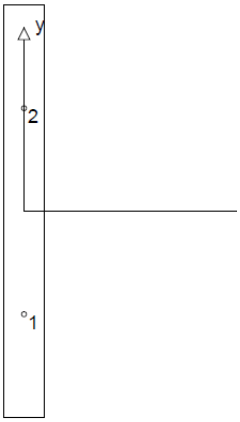
Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HST3 M10 hef1**
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	h_{ef} = 40 mm, h_{nom} = 48 mm
Materiale:	
Certificazione No.:	ETA-98/0001
Emesso I Valido:	02/10/2019 | -
Prova:	Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 5 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 100 mm x 1 000 mm x 5 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, , $f_{c,cyl}$ = 30.00 N/mm^2; h = 150 mm
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) con armatura di bordo longitudinale d >= 12 + maglia chiusa (staffe) s <= 100

R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante



Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	3.314	0.355	3.295
2	0.000	3.314	0.355	3.295

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm^2]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	3.314	17.520	19	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	6.628	33.077	21	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-**	6.590	14.093	47	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
21.900	1.250	17.520	3.314

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm^2]	$A^0_{c,N}$ [mm^2]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_4
26 400	14 400	1.833	60	120	2.670

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.950	1.000

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
10.669	1.500	33.077	6.628

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_V	α	β
40	10.0	1.700	0.089	0.072

c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm^2]	$A^0_{c,V}$ [mm^2]	$\psi_{A,V}$
50	22 500	11 250	2.000

$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$	$\psi_{90°,V}$
1.000	1.000	2.000	0	1.000	1.000	2.000

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
5.285	1.500	14.093	6.590

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0.000 [kN]
V_{Sk} = 2.455 [kN]

δ_N = 0.000 [mm]
δ_V = 0.825 [mm]
δ_{NV} = 0.825 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0.000 [kN]
V_{Sk} = 2.455 [kN]

δ_N = 0.000 [mm]
δ_V = 1.237 [mm]
δ_{NV} = 1.237 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

14.4.4 Verifica a rifollamento della piastra

Si riporta la verifica a rifollamento della piastra da 5mm soggetta al taglio in direzione Y globale.

La verifica è riferita alla massima sollecitazione di taglio e pari a:

$$V_{sd} = 3.31\ kN$$

La resistenza a rifollamento della piastra è ottenuta come segue:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t/\gamma_{M2}$$

In cui:

Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione del carico applicato:	e_1 = 50 mm
Distanza dal bordo dei bulloni, in direzione normale al carico applicato:	e_2 = 50 mm
Resistenza a rottura della piastra:	f_{tk} = 430 MPa
Diametro del bullone:	d = 10 mm
Diametro del foro:	d_0 = 11 mm
Spessore della piastra:	t = 5 mm
Coefficiente di sicurezza:	γ_{M2} = 1.25

$$k = \min(2.8\ e_2/d_0 - 1.7; 2.5) = \min(11.03; 2.5) = 2.50$$

$$\alpha = \min(e_1/(3\ d_0)\,; f_{tbk}/f_{tk}\,;\ 1) = \min(1.52; 1.86;\ 1) = 1.00$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \cdot 1.00 \cdot 430 \cdot 10 \cdot 5/1.25 = 43000\ N = 43.00\ kN$$

Segue la verifica:

$$FS = \frac{F_{v,Sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{3.31}{43.00} = 0.08 < 1$$

VERIFICA SODDISFATTA.

14.5 INTERVENTO 10 – SPOGLIATOI – RISOLUZIONE DEL MARTELLAMENTO LATO PALESTRA

Dal rilievo si evince che il martellamento tra le due strutture può avvenire in due differenti modi:

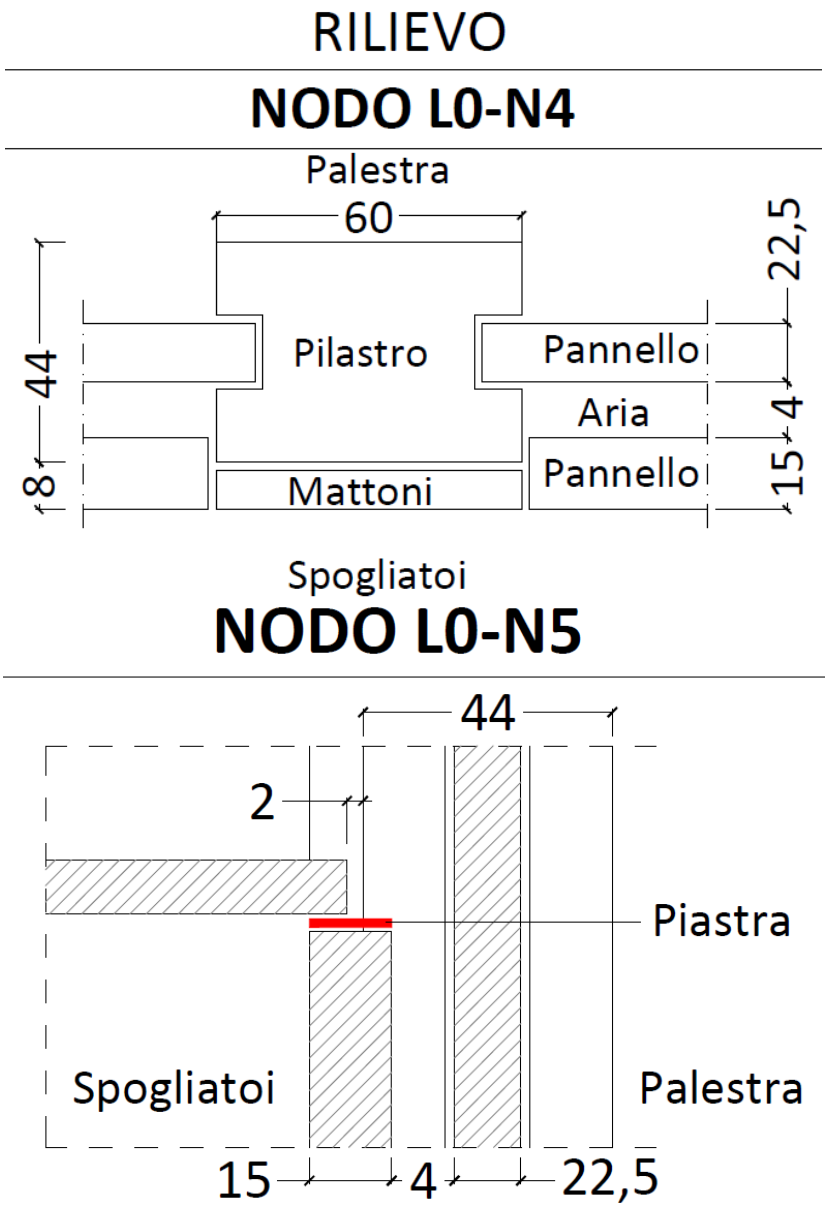


Figura 187 – Strutture adiacenti alla palestra

E' opportuno precisare che il fenomeno del martellamento è riferito allo spostamento dei soli elementi strutturali portanti in fase sismica e non riguarda pertanto i tamponamenti; all'interno delle seguenti calcolazioni comunque, a favore di sicurezza, il calcolo è effettuato anche rispetto ai tamponamenti.

SPOSTAMENTO IN DIREZIONE X GLOBALE.

Lo spostamento in direzione X globale interessa il possibile martellamento tra i seguenti elementi:

- Pannello da 15 cm lato spogliatoi e tamponamenti da 22.5 cm lato palestra;
- Soletta di copertura e pilastri della palestra;
- Soletta di copertura e tamponamenti da 22.5 cm lato palestra.

SPOSTAMENTO IN DIREZIONE Y GLOBALE.

Lo spostamento in direzione Y globale interessa il possibile martellamento tra i seguenti elementi:

- Pannello da 15 cm lato spogliatoi e pilastri della palestra.

Al fine di dimensionare gli interventi previsti per mitigare le problematiche sopra descritte, segue la determinazione dei giunti necessari nelle due direzioni.

14.5.1 Verifica in direzione X globale

Gli spostamenti in direzione X globale, precedentemente calcolati all'altezza della struttura in esame, risultano essere:

$d_{EXPal} = 0.842 \cdot 1.50 = \ 1.263\ cm$ SPOSTAMENTO PILASTRI PALESTRA

$d_{EXSpog} = 1.289 \cdot 1.50 = \ 1.934\ cm$ SPOSTAMENTO SETTO LOCALE SPOGLIATOI E SERVIZI

Detta d_g la misura del giunto necessario al soddisfacimento della verifica a martellamento, questo dovrà avere valore minimo pari a:

$$d_g = d_{EXPal} + d_{EXSpog} = 1.263 + 1.934 = 3.20\ cm$$

E' possibile dunque affermare:

- Pannello da 15 cm lato spogliatoi e tamponamenti da 22.5 cm lato palestra: il giunto esistente è pari a 4 cm > 3.20 cm, pertanto non si prevedono interventi per tale fenomeno;
- Soletta di copertura e pilastri della palestra: il giunto esistente tra la soletta di copertura e i pilastri è pari a 2 cm < 3.20 cm; si prevede pertanto l'ampliamento del giunto in soletta nell'intorno dei pilastri;
- Soletta di copertura e tamponamenti da 22.5 cm lato palestra: il giunto esistente è superiore a 4 cm > 3.20 cm, pertanto non si prevedono interventi per tale fenomeno.

14.5.2 Verifica in direzione Y globale

Gli spostamenti in direzione Y globale, precedentemente calcolati all'altezza della struttura in esame, risultano essere:

$d_{EYPal} = 0.645 \cdot 1.50 = \ 0.968\ cm$ SPOSTAMENTO PILASTRI PALESTRA

$d_{EYSpog} = 0.001 \cdot 3.50 = \ 0.0035\ cm$ SPOSTAMENTO SETTO LOCALE SPOGLIATOI E SERVIZI

Detta d_g la misura del giunto necessario al soddisfacimento della verifica a martellamento, questo dovrà avere valore minimo pari a:

$$d_g = d_{EXPal} + d_{EXSpog} = 0.968 + 0.0035 = 0.972\ cm$$

E' possibile dunque affermare:

- Pannello da 15 cm lato spogliatoi e pilastri della palestra: il giunto esistente è pari a 2 cm > 0.972 cm pertanto non si prevedono interventi per tale fenomeno.

Dalle analisi sopra riportate emerge che ai fini del soddisfacimento della verifica al martellamento, l'unico intervento da prevedere è l'ampliamento del giunto sulla soletta nell'intorno dei pilastri.

Dai rilievi della campagna indagini sopra riportati risulta che in corrispondenza dei pilastri, il solaio è in appoggio per una quota pari a 6.25 cm sul paramento in mattoni da 8 cm esistente.

Volendo realizzare il giunto, per una misura pari a 5 cm rispetto al filo pilastro, significa togliere praticamente l'appoggio del solaio in corrispondenza dei pilastri.

Per tale motivo si prevede l'inserimento di un profilo UPN 100 tassellato ai setti avente lo scopo di riprendere il carico verticale del solaio per la sola larghezza del pilastro. Segue verifica.

14.5.3 Verifica profilo

Segue l'analisi dei carichi:

- Peso proprio profilo UPN 100 = 10.60 kg/m
- Peso soletta = 300 kg/m^2*3.50 m = 1050 kg/m
- Peso neve con accumulo = 200 kg/m^2*3.50 m = 700 kg/m

Si applicherà il seguente carico: q=10.60*1.3+1050*1.5+700*1.5 = 2639 kg/m

Detta $\mathrm{l} = 0.70\ m$ la luce di calcolo del profilo, il momento sollecitante è pari a:

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2639 \cdot 0.70^2}{8} = 161.64\ kg\ m = 16164\ kg\ cm$$

Detto W_X il modulo resistente dell'UPN 100, la tensione per flessione è pari a:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd}}{W_X} = \frac{16164}{41.10} = 393,28 \frac{kg}{cm^2} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2750}{1.05} = 2619 \frac{kg}{cm^2}$$

VERIFICA SODDISFATTA

14.5.4 Verifica ancoraggio

Il profilo UPN 100 sarà tassellato ai setti mediante ancorante meccanico tipo HILTI tipo HST3 M16.

Il taglio sollecitante sarà pari a:

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{26.39 \cdot 0.70}{2} = 9.24\ kN$$

Si allega nel seguito la verifica effettuata con l'ausilio del software HILTI Profis Anchor 2.8.8, secondo il metodo di calcolo EN 1992-4.

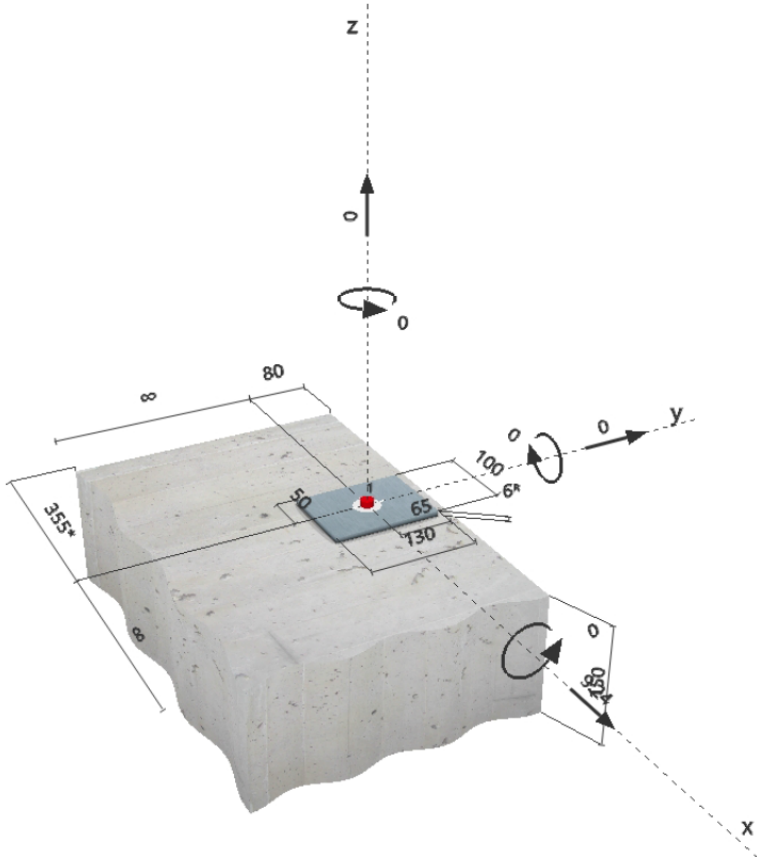
1 Dati da inserire



Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HST3 M16 hef1**
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	h_{ef} = 65 mm, h_{nom} = 78 mm
Materiale:	
Certificazione No.:	ETA-98/0001
Emesso I Valido:	02/10/2019 | -
Prova:	Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 6 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 100 mm x 130 mm x 6 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, , $f_{c,cyl}$ = 30.00 N/mm^2; h = 150 mm
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) con armatura di bordo longitudinale d >= 12 + maglia chiusa (staffe) s <= 100

R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

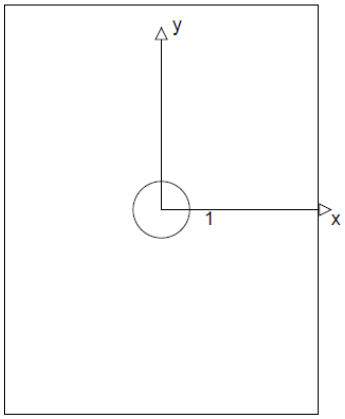
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	9.240	9.240	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per sfilamento*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 10.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	9.240	43.600	22	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	9.240	43.272	22	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	9.240	11.577	80	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
54.500	1.250	43.600	9.240

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm^2]	$A^0_{c,N}$ [mm^2]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_4
34 613	38 025	0.910	98	195	3.410

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.946	1.000

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
22.101	1.500	43.272	9.240

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_V	α	β
65	16.0	1.700	0.090	0.072

c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm^2]	$A^0_{c,V}$ [mm^2]	$\psi_{A,V}$
80	28 800	28 800	1.000

$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$	$\psi_{90°,V}$
1.000	1.000	1.500	0	1.000	1.000	1.500

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
11.577	1.500	11.577	9.240

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0.000 [kN] $\quad \delta_N$ = 0.000 [mm]

V_{Sk} = 6.844 [kN] $\quad \delta_V$ = 0.968 [mm]

δ_{NV} = 0.968 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0.000 [kN] $\quad \delta_N$ = 0.000 [mm]

V_{Sk} = 6.844 [kN] $\quad \delta_V$ = 1.453 [mm]

δ_{NV} = 1.453 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

15. CONCLUSIONI

I risultati esposti nei paragrafi precedenti evidenziano la necessità di realizzare gli interventi previsti nel presente progetto esecutivo al fine di ottenere un incremento dell'indice di sicurezza dello stato di fatto, permettendo di raggiungere l'Adeguamento Sismico ζ_e **> 100%** (ved. par. 8.4.3 del D.M. 17/01/2018) sia per la struttura della palestra, sia per la struttura costituente il locale spogliatoi e servizi.

L'intervento si configura pertanto come **"Adeguamento Sismico"**.

Segue tabella di confronto tra l'Indice di Sicurezza Sismico delle strutture in oggetto nella situazione *Pre-intervento*, (così come contenuto nell'elaborato redatto dalla Società Tecnoindagini S.r.l., datato Aprile 2019 e riportato per completezza documentale all'interno dell'Elenco Elaborati costituente il presente Progetto Esecutivo di Adeguamento sismico, con codice *045_19-PE-A02-04-RC-0)* e l'Indice di Sicurezza Sismico delle stesse nella configurazione *Post-Intervento*.

	Indice di Sicurezza Sismica PRE-INTERVENTO	Indice di Sicurezza Sismica POST-INTERVENTO
PALESTRA	ζ_e **< 10%**	ζ_e **> 100%**
LOCALE SPOGLIATOI E SERVIZI	ζ_e **= 70%**	ζ_e **> 100%**

Tanto si doveva per incarico ricevuto.

Torino, Settembre 2020

Il Tecnico incaricato

