COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

DIREZIONE LAVORI:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

APPALTATORE:

MANDATARIA: salini impregilo

MANDANTE: ASTALDI

PROGETTAZIONE:

MANDATARIA: SYSTRA

MANDANTI: SOTECNI SYSTRA GROUP

ROCKSOIL S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA nel campo della GEOINGEGNERIA

PROGETTO ESECUTIVO

LINEA FERROVIARIA NAPOLI - BARI, TRATTA NAPOLI-CANCELLO,

IN VARIANTE TRA LE PK 0+000 E PK 15+585, INCLUSE LE OPERE ACCESSORIE,

NELL'AMBITO DEGLI INTERVENTI DI CUI AL D.L. 133/2014, CONVERTITO IN LEGGE 164 / 2014

GA - GALLERIE

GA01 - GALLERIA CASALNUOVO DA km 0+550,00 A km 2+860,21

SEZIONI TIPO P da km 2+755,94 a km 2+860,21

RELAZIONE DI CALCOLO GA E OPERE PROVVISIONALI

APPALTATORE	PROGETTAZIONE	
DIRETTORE TECNICO Ing. M. PANISI gg/mm/aa	DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE Ing. A. CHECCHI gg/mm/aa	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV	SCALA:
I F 1 M	0 0	E	Z Z	C L	G A 0 1 P 0	0 0 1	C	-

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE	BERTINELLI	14/06/18	NARDONE	15/06/18	BELLOCCHIO	15/06/18	CASSANI
B	EMISSIONE PER RdV	BERTINELLI	10/09/18	NARDONE	11/09/18	BELLOCCHIO	12/09/18	
C	EMISSIONE PER RdV	BERTINELLI	02/10/18	NARDONE	03/10/18	BELLOCCHIO	03/10/18	
								04/10/18

File: IF1M.0.0.E.ZZ.CL.GA.01.P.0.001-C	n. Elab.: X

1 PREMESSA 9

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA 11

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 17

4 CRITERI DI MODELLAZIONE 18

4.1 MODELLAZIONE DEL SOLETTONE DI COPERTURA E DEI DIAFRAMMI 18

4.2 MODELLAZIONE DEL SOLETTONE DI FONDO E DELLE FODERE 20

5 MATERIALI UTILIZZATI 21

5.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO 21

5.2 ACCIAIO PER ARMATURE 21

5.3 VERIFICHE A FESSURAZIONE 22

5.4 TENSIONI DI ESERCIZIO 24

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO 25

7 CRITERI DI CALCOLO 30

7.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA 30

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO 35

7.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU e SLE 35

8 ANALISI DEI CARICHI SOLETTONE DI COPERTURA E DIAFRAMMI 39

8.1 PESO PROPRIO E CARICHI PERMANENTI PORTATI 40

8.2 SPINTA DEL TERRENO E SPINTA IDROSTATICA 40

8.2.1 In assenza di falda 41

8.2.2 In presenza di falda 42

8.3 CARICHI ACCIDENTALI 43

8.3.1 Cantiere 43

8.3.2 Fase definitiva 44

8.4 AZIONE TERMICA 45

8.5 RITIRO 45

8.6 AZIONE SISMICA 46

8.6.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) 46

9 ANALISI SVOLTE PER SOLETTONE DI COPERTURA E DIAFRAMMI 49

9.1 MODELLAZIONE DEI MATERIALI 53

9.2 MODELLAZIONE DELLE SEZIONI 54

9.3 MODELLAZIONE DELLE AZIONI 56

9.4 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO 61

9.5 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI FASE 1 73

9.6 RISULTATI FASE 1 75

9.7 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI FASE 2 78

9.8 RISULTATI FASE 2 84

9.8.1 Combinazione più gravosa diaframmi 84

9.8.2 Combinazione più gravosa solettone di copertura 86

9.8.3 Inviluppo SLU 88

9.8.4 Inviluppo SLV 91

9.8.5 Inviluppo SLE 94

10 ANALISI DEI CARICHI SOLETTONE DI FONDAZIONE E FODERE 97

10.1 PESO PROPRIO E CARICHI PERMANENTI PORTATI 98

10.2 SPINTA IDROSTATICA 98

10.3 CARICHI ACCIDENTALI 99

10.4 AZIONE SISMICA 100

10.4.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) 100

11 ANALISI SVOLTE SOLETTONE DI FONDAZIONE E FODERE 103

11.1 MODELLAZIONE DEI MATERIALI 107

11.2 MODELLAZIONE DELLE SEZIONI 108

11.3 MODELLAZIONE DELLE AZIONI 109

11.4 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO 112

11.5 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI 118

11.6 RISULTATI 119

11.6.1 Inviluppo SLU 119

11.6.2 Inviluppo SLV 122

11.6.3 Inviluppo SLE 125

12 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI 128

12.1 DIAFRAMMI 131

12.1.1 Verifiche SLU diaframma laterale sezione corrente (sezione F) 133

12.1.2 Verifiche SLU diaframma laterale sezione di testa (sezione G) 134

12.1.3 Verifiche SLU diaframma centrale (sezione E) 135

12.1.4 Verifiche SLE diaframma laterale sezione corrente (sezione F) 136

12.1.5 Verifiche SLE diaframma laterale sezione di testa (sezione G) 137

12.1.6 Verifiche SLE diaframma centrale (sezione E) 138

12.2 PIEDRITTI LATERALI 139

12.2.1 Verifiche SLU (sezione D) 140

12.2.2 Verifiche SLE (sezione D) 141

12.3 PIEDRITTO CENTRALE 142

12.3.1 Verifiche SLU (sezione C) 143

12.3.2 Verifiche SLE (sezione C) 144

12.4 SOLETTONE DI COPERTURA 145

12.4.1 Verifiche SLU sezione in campata (sezione A) 146

12.4.2 Verifiche SLU sezione in incastro (sezione B) 147

12.4.3 Verifiche SLE sezione in campata (sezione A) 148

12.4.4 Verifiche SLE sezione in incastro (sezione B) 149

12.5 SOLETTONE DI FONDAZIONE 150

12.5.1 Verifiche SLU sezione in campata (sezione A) 151

12.5.2 Verifiche SLU sezione in incastro (sezione B) 152

12.5.3 Verifiche SLE sezione in campata (sezione A) 153

12.5.4 Verifiche SLE sezione in incastro (sezione B) 154

12.6 SOLETTONE DI FONDAZIONE CIRCUMVESUVIANA 155

12.6.1 Verifiche SLU sezione in campata (sezione A) 156

12.6.2 Verifiche SLU sezione in incastro (sezione B) 157

12.6.3 Verifiche SLE sezione in campata (sezione A) 158

12.6.4 Verifiche SLE sezione in incastro (sezione B) 159

12.7 FODERE 160

12.7.1 Verifiche SLU fodera esterna (sezione C) 161

12.7.2 Verifiche SLU fodera interna (sezione D) 162

12.7.3 Verifiche SLE fodera esterna (sezione C) 163

12.7.4 Verifiche SLE fodera interna (sezione D) 164

13 VERIFICHE SISMICHE SLD 165

13.1 CRITERI DI VERIFICA 165

13.1.1 Diaframmi e piedritti 166

13.1.2 Solettone di copertura 167

13.1.3 Fodere 168

13.1.4 Solettone di fondazione 169

14 VERIFICHE DI PORTANZA DEI DIAFRAMMI 170

14.1 DIAFRAMMI LATERALI 170

14.2 DIAFRAMMA CENTRALE 173

15 SPOSTAMENTI SUGLI EDIFICI 176

16 CALCOLO DELLE INCIDENZE 181

17 VALUTAZIONI BY-PASS E NICCHIE LATERALI 184

18 VERIFICA TRAVE BY-PASS 185

18.1 TRAVE BY PASS SEZIONE P-1 186

18.1.1 Verifiche SLU 186

18.1.2 Verifiche SLE 187

19 VALUTAZIONI DISLIVELLO FONDO SCAVO 188

19.1 ANALISI 188

19.2 RISULTATI 190

19.3 VERIFICHE SLU 192

20 VALUTAZIONI CIRCA LA TRATTA CON RICOPRIMENTO PARI A 7,80 M 194

20.1 PESO PROPRIO E CARICHI PERMANENTI PORTATI 194

20.2 AZIONE SISMICA 194

20.2.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) 194

21 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI CIRCA LA TRATTA CON RICOPRIMENTO PARI A 7,80 M 196

21.1 DIAFRAMMI 197

21.1.1 Verifiche SLU diaframma laterale sezione corrente (sezione F) 199

21.1.2 Verifiche SLU diaframma laterale sezione di testa (sezione G) 200

21.1.3 Verifiche SLU diaframma centrale sezione corrente (sezione H) 201

21.1.4 Verifiche SLU diaframma centrale sezione di testa (sezione E) 202

21.1.5 Verifiche SLE diaframma laterale sezione corrente (sezione F) 203

21.1.6 Verifiche SLE diaframma laterale sezione di testa (sezione G) 204

21.1.7 Verifiche SLE diaframma centrale sezione corrente (sezione H) 205

21.1.8 Verifiche SLE diaframma centrale sezione di testa (sezione E) 206

21.2 PIEDRITTI LATERALI 207

21.2.1 Verifiche SLU (sezione D) 208

21.2.2 Verifiche SLE (sezione D) 209

21.3 PIEDRITTO CENTRALE 210

21.3.1 Verifiche SLU (sezione C) 211

21.3.2 Verifiche SLE (sezione C) 212

21.4 SOLETTONE DI COPERTURA 213

21.4.1 Verifiche SLU sezione in campata (sezione A) 214

21.4.2 Verifiche SLU sezione in incastro (sezione B) 215

21.4.3 Verifiche SLE sezione in campata (sezione A) 216

21.4.4 Verifiche SLE sezione in incastro (sezione B) 217

22 VERIFICHE DI PORTANZA DEI DIAFRAMMI CIRCA LA TRATTA CON RICOPRIMENTO PARI A 7,80 M 218

22.1 DIAFRAMMI LATERALI 218

22.2 DIAFRAMMA CENTRALE 221

1 PREMESSA

Nella presente relazione si riportano le analisi e le verifiche strutturali delle opere che compongono la galleria artificiale ferroviaria Casalnuovo, posta tra il km 0+550.00 ed il km 2+861.21, della tratta ferroviaria Napoli – Cancello.

Nell'ambito dell'intera opera, lunga complessivamente 2311.21 m, si distinguono 14 sezioni trasversali rappresentative di tratti omogenei di galleria.

Nei paragrafi successivi verranno riportate le verifiche tecniche caratterizzanti per il dimensionamento delle strutture in conglomerato cementizio armato (C.C.A.) nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformazione richiesti all'opera, secondo gli standard normativi nazionali e le più specifiche istruzioni operative ferroviarie.

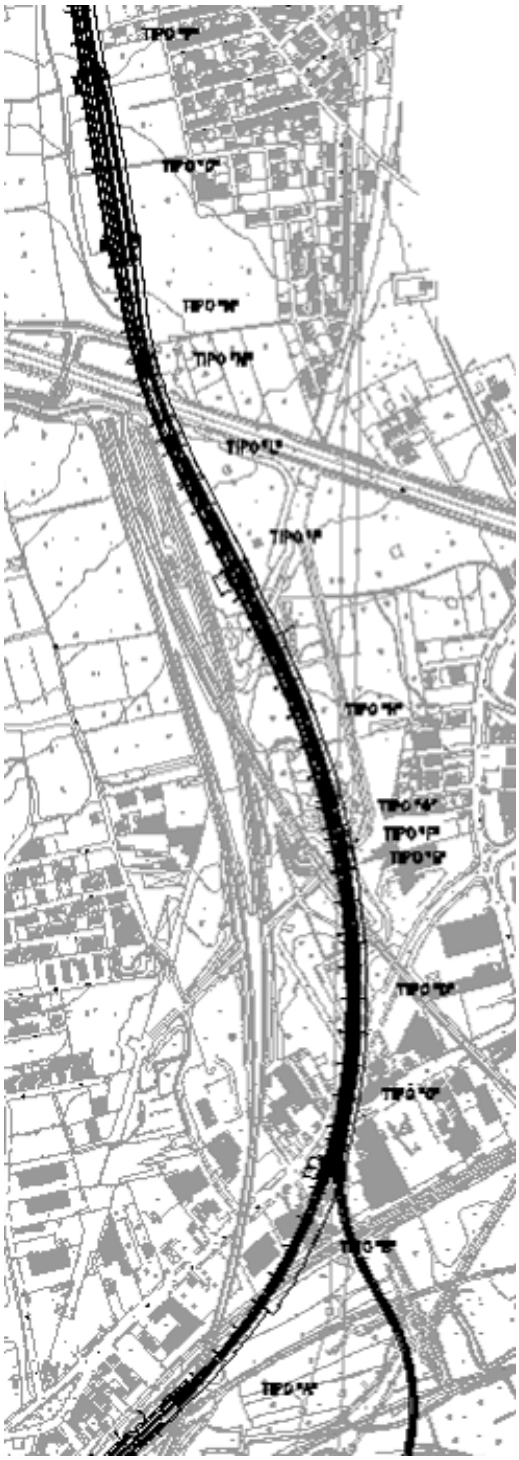


Figura 1. Planimetria

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il tratto di galleria oggetto di verifica in questa relazione si sviluppa tra la progressiva 2+755.94 e la progressiva 2+860.21, per una lunghezza complessiva di 104.27 m.

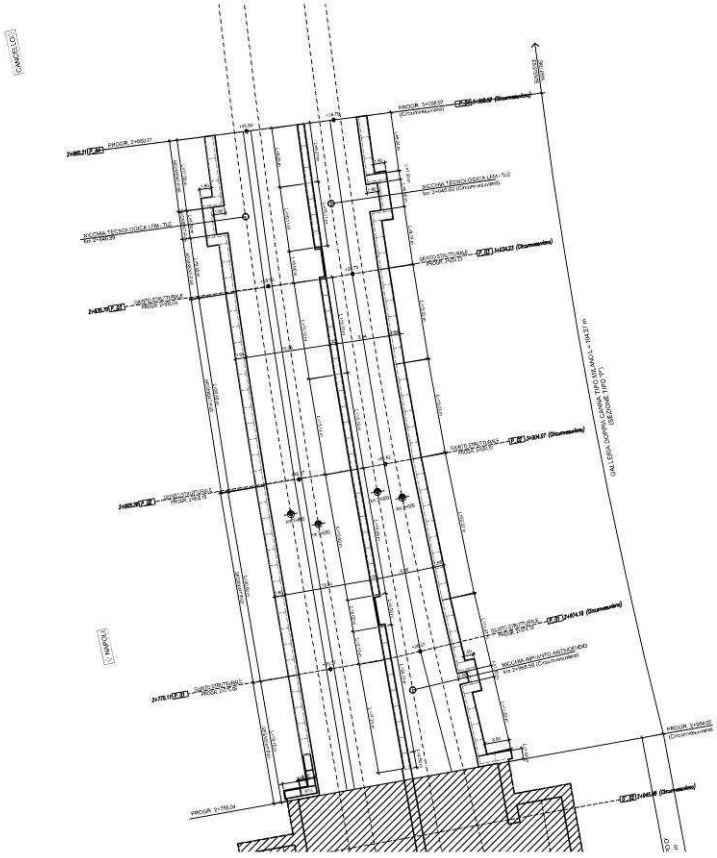


Figura 2. Pianta

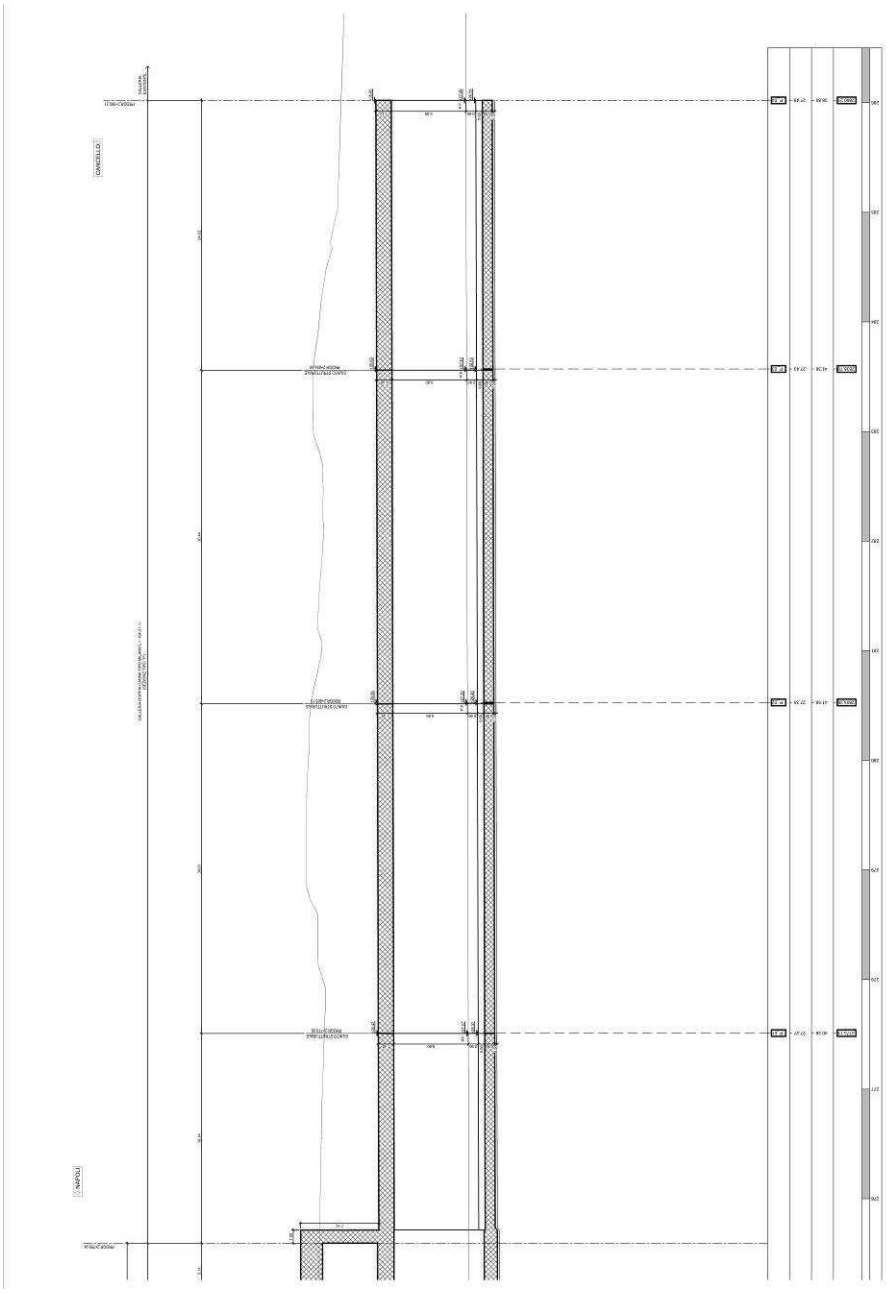


Figura 3. Profilo

La tipologia strutturale della galleria, adottata per il tratto in questione ed indicata come “Tipo P”, è caratterizzata da paratie di diaframmi in c.c.a. contrastate da orizzontamenti in c.c. armato e gettati in opera quale copertura (già in fase provvisoria) e fondazione (in fase definitiva) della galleria stessa.

Quale sezione dimensionante per il tratto P è stata assunta quella alla PK 2+853.14 poiché presenta valori massimi di ricoprimento sopra al solettone di copertura e luce libera massima soletta di copertura. Il complesso della caratteristiche geotecniche è variabile lungo la tratta, la sezione scelta presenta una quota di transizione da Po(piroclastiti recenti) a TS(tufo sfatto) molto prossimo a quello minimo. Caratteristiche principali della sezione verificata:

- Sezione di riferimento PK 2+853.14;
- Rinterro massimo 7.80 m;
- Rinterro minimo 3.49 m;
- Rinterro assunto per sezione di verifica 5.00 m
- Livello di falda -22.79 m da p.c. (come da profilo geotecnico).

In coda a questa relazione è stata analizzata e verificata una sezione con ricoprimento incrementato a 7.80 m e larghezza totale esterna dell’opera maggiore, 27.52 m, che interessa la parte iniziale del tratto P.

La tipologia strutturale è uno scatolare a doppia canna, realizzato mediante 2 diaframmi laterali gettati contro terra, di spessore pari a 120 cm e profondità di 16 m (pannelli standard da 1.20 m x 2.50 m) ed un diaframma centrale rompitratta di spessore pari a 80 cm e profondità di 30 m (pannelli standard da 0.80 m x 2.50 m) solidarizzati ad un solettone di copertura di spessore pari a a 140 cm tramite “piedritti” aventi base 165 cm per quelli laterali e 110 cm per quello centrale.

All’interno di tali diaframmi verranno realizzati due manufatti di sezione ad “U”; tali manufatti si diversificheranno per dimensioni tra le due canne (galleria sinistra e destra secondo la sezione trasversale di figura 4):

- Canna sinistra (galleria Cassino): solettone di fondo sp. 90 cm e larghezza di 13.50 m fodere di rivestimento dei diaframmi spessore nominale 35 cm per quella esterna e spessore nominale 15 cm per la fodera interna.
- Canna destra (galleria Circumvesuviana): solettone di fondo sp. 65 cm e larghezza di 8.75 m fodere di rivestimento dei diaframmi spessore nominale 35 cm per quella esterna e spessore nominale 15 cm per la fodera interna.

L’altezza interna netta da piano ferro è pari a 6.80 m per la galleria sinistra e 6.80 m per la galleria destra.

Lo scatolare interno lato Circumvesuviana è più stretto e ugualmente sollecitato a quello lato Cassino. Il dimensionamento ottenuto lato Cassino è quindi stato applicato, a favore di sicurezza, anche lato Circumvesuviana. Comunque è stata introdotta una verifica localizzata con le sollecitazioni lato Cassino sul solettone di fondo lato Circumvesuviana laddove presenta uno spessore inferiore, pari a 65 cm.

In fase di calcolo lo spessore delle fodere viene ridotto cautelativamente di 5 cm, in modo tale da compensare l'eventuale errore di verticalità massimo consentito.

Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

In questa relazione si trovano descrizione della struttura, analisi dei carichi, modellazione e verifica della sezione trasversale tipologica. Nei capitolo successivi vengono sviluppate le seguenti analisi e verifiche aggiuntive:

- Verifica di portanza del carico verticale dei diaframmi;
- Stima dei potenziali cedimenti verticali del terreno a lato dello scavo sugli edifici limitrofi;
- Valutazioni by-pass e nicchie laterali;
- Verifica trave by-pass;
- Valutazioni circa l'eventuale dislivello del fondo scavo tra le due canne in fase provvisionale per esigenze operative di cantiere;
- Analisi e verifica della configurazione con ricoprimento maggiore, 7.80 m, riguardate l'inizio della tratta.

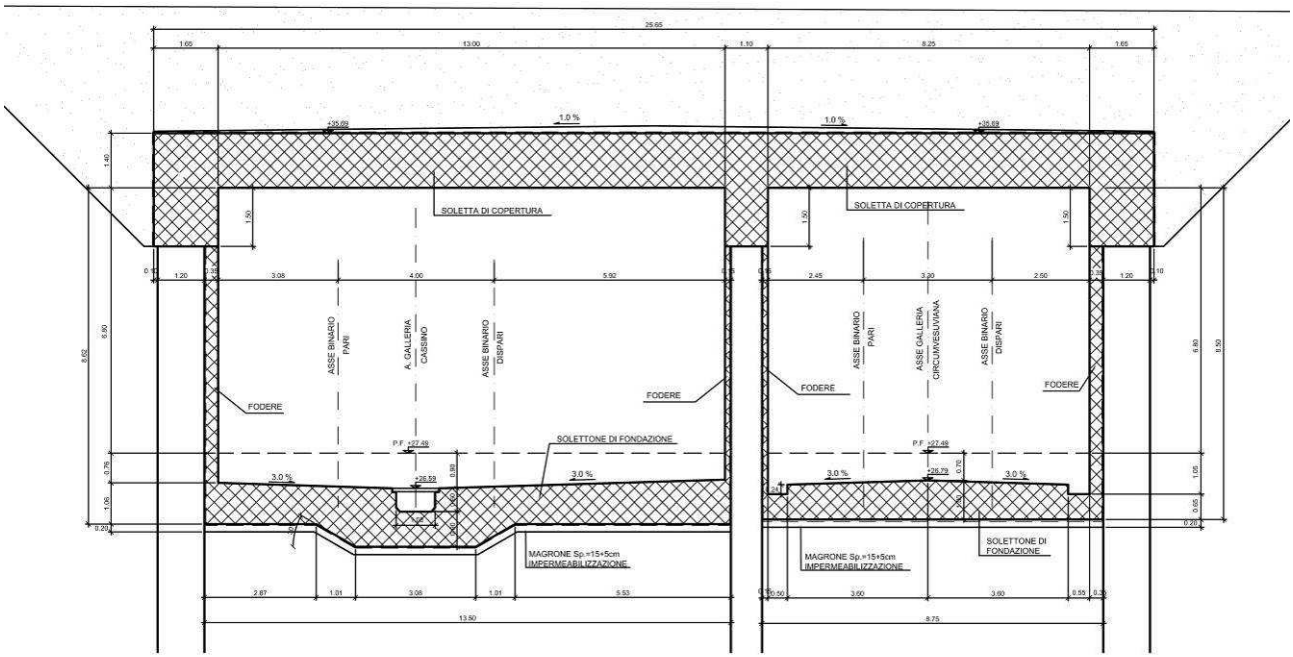


Figura 4. Sezione trasversale

La tecnica esecutiva prevista per la realizzazione dell'opera segue il cosiddetto "Metodo Milano", che può essere riassunto nelle seguenti fasi:

- Scavo fino alla quota di intradosso della copertura e spostamento dei sottoservizi;
- Realizzazione dei diaframmi che costituiranno i piedritti della galleria;
- Realizzazione dei piedritti e dell'orizzontamento superiore;
- Rinterro dello scavo sino a quota di piano campagna;
- Scavo in sotterraneo fino alla base del corpo in ferroviario, con mantenimento di pressurizzazione interna durante l'esecuzione delle lavorazioni per evitare la risalita di acqua di falda, nei tratti progettuali in cui vi è la necessità per la presenza della stessa;
- Completamento opere interne, solettone di fondo e contropareti;
- Disattivazione della pressurizzazione delle canne, se presente.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito l'elenco dei documenti dei quali si è tenuto conto in sede di progettazione:

- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni" (in sintesi DM 14.01.08 in seguito);
- Circolare 02/02/2009 n. 617/CSLLPP Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti;
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto -binario - "RFI DTC INC PO SP IFS 001 A";
- Istruzioni tecniche per la progettazione di manufatti sotto-binario da costruire in zona sismica -"RFI DTC ICI PO SP INF 004 A".
- Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie - "RFI DTC INC CS SP IFS 001 A 29122011".

4 CRITERI DI MODELLAZIONE

4.1 Modellazione del solettone di copertura e dei diaframmi

La modellazione adottata tiene conto della modalità costruttiva considerando diverse fasi esecutive che si distinguono sostanzialmente in funzione degli elementi strutturali considerati, e quindi delle relative condizioni di vincolo e dei carichi applicati.

- **FASE 1**: Realizzazione diaframmi e solettone di copertura, applicazione del peso proprio degli elementi strutturali, dei carichi permanenti portati (rinterro e massetto), del carico accidentale per i mezzi di cantiere, della spinta statica del terreno (compresa acqua di falda) nonché della pressurizzazione interna durante l'esecuzione delle lavorazioni per evitare la risalita della falda;
- **FASE 2**: Completamento della struttura interna, solettone di fondo e fodere, applicazione del carico accidentale sul rinterro di fase definitiva, incremento della pressione idrostatica dovuto all'innalzamento della falda, applicazione dell'azione termica e del ritiro e delle azioni sismiche. In questa fase vengono richiamate le condizioni di carico dovute al peso proprio ed ai carichi permanenti riferiti alle condizioni di vincolo del modello in FASE 1.

La struttura è stata vincolata alla base dei diaframmi tramite vincoli (carrelli) che bloccano la sola traslazione verticale, mentre lungo la parte interrata dei diaframmi sono stati implementati vincoli assimilabili a molle elastiche non lineari (reagenti solo se sollecitate a compressione) dotate di rigidezza orizzontale calcolata in relazione ai parametri geotecnici dei terreni effettivamente presenti.

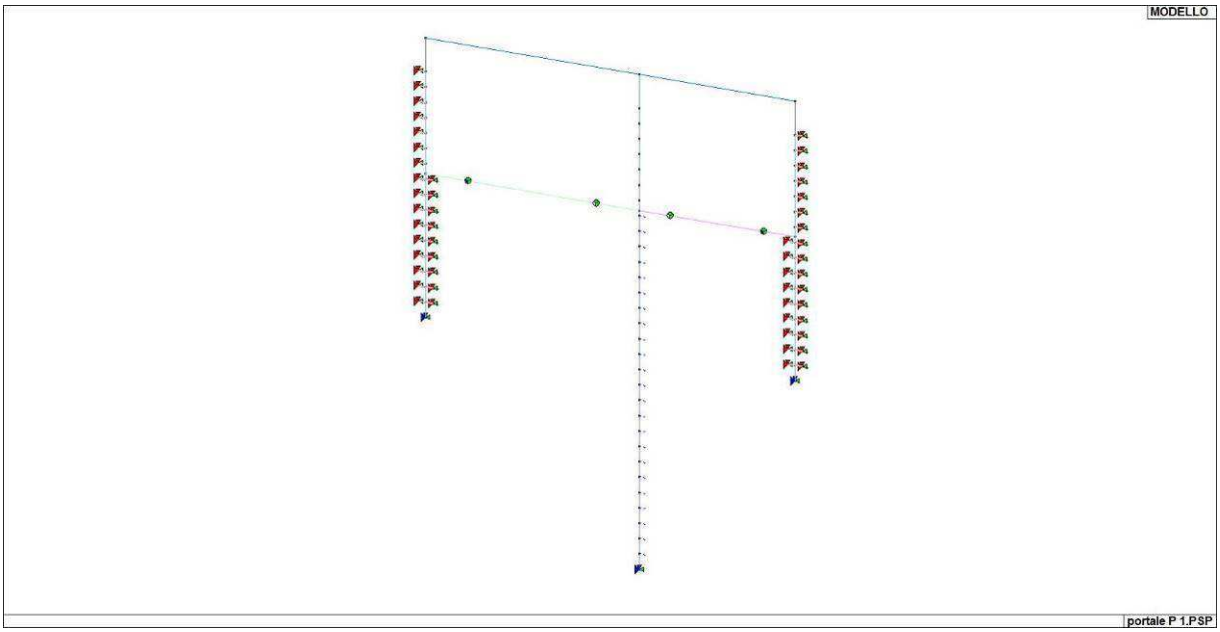


Figura 5. *Vista unifilare del modello*

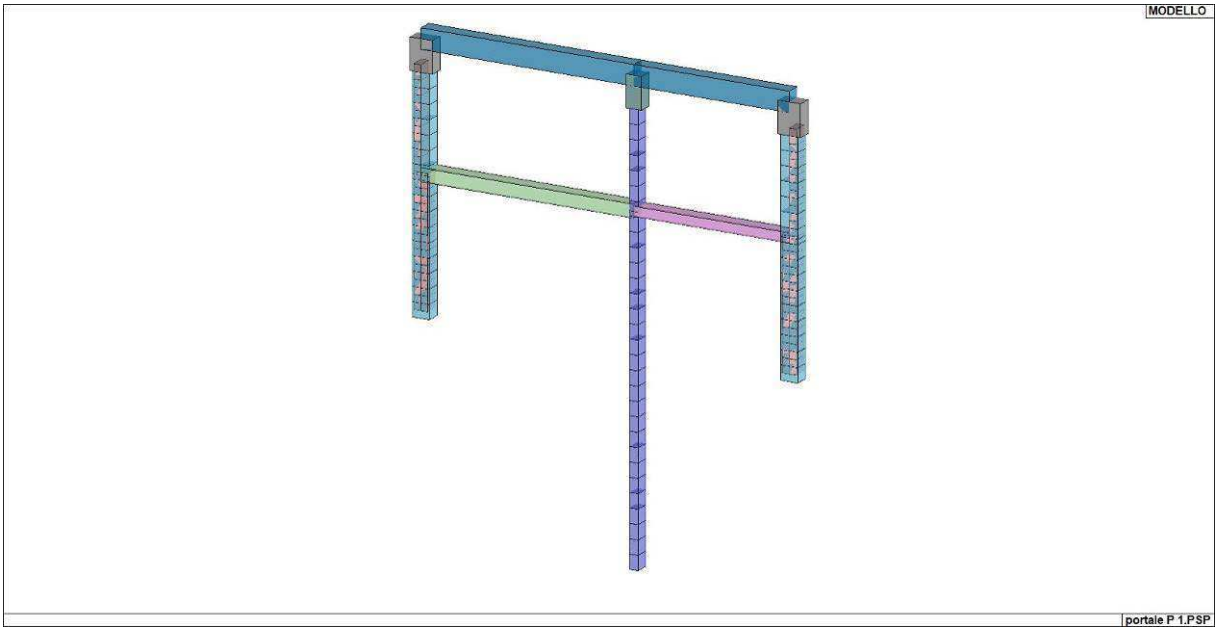


Figura 6. *Vista solida del modello*

4.2 Modellazione del solettone di fondo e delle fodere

La struttura è stata vincolata nei nodi in testa mediante cerniere; in direzione verticale il vincolo impedisce esclusivamente gli spostamenti verso l'alto (eventualmente indotti dalla sottospinta idrica). Secondo questa schematizzazione cautelativa, la struttura non potrà mai risultare "appesa" ai piedritti sommitali dei diaframmi in corrispondenza del vincolo di testa delle fodere.

Il solettone di fondo, gettato controterra al termine della seconda fase di scavo, riveste la funzione di elemento fondale: le verifiche verranno eseguite in funzione dei coefficienti di sottofondo calcolati "alla Winkler" secondo le caratteristiche del terreno.

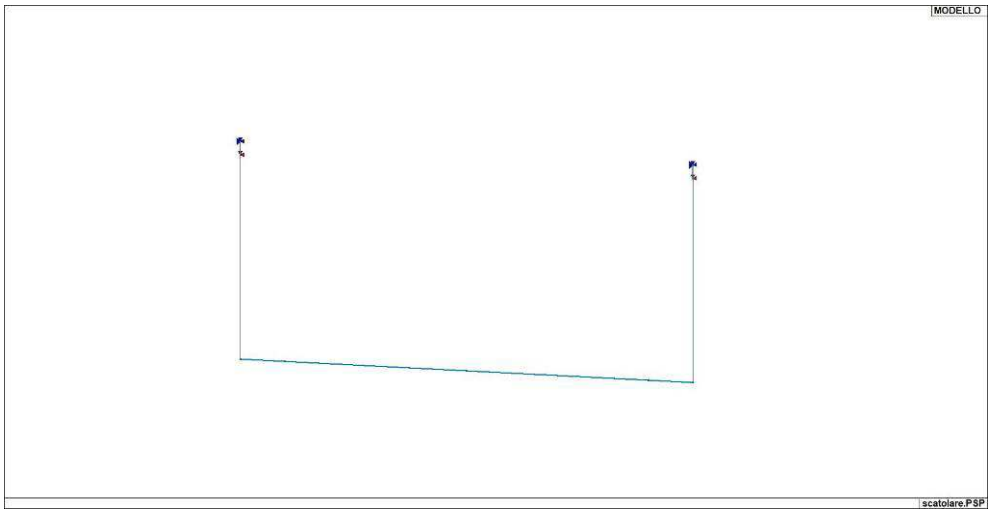


Figura 7. *Vista unifilare del modello*

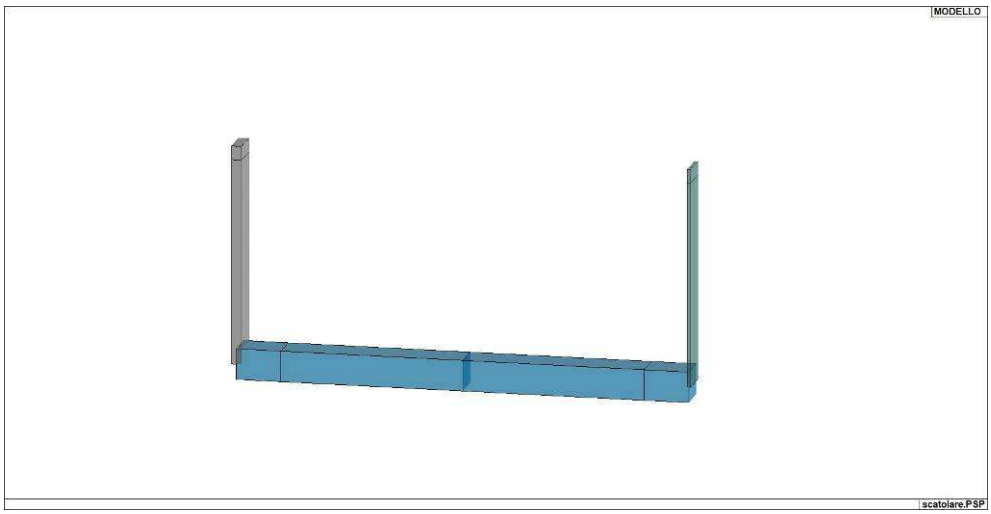


Figura 8. *Vista solida del modello*

5 MATERIALI UTILIZZATI

5.1 Conglomerato cementizio

Classe di resistenza	C25/30 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	fck = 25 N/mm2
Resistenza di calcolo a compressione semplice	fcd = αcc fck / γm,
dove αcc = 0.85 e γm =1.5;	fcd = 14.17 N/mm2
Modulo elastico	Ec= 31476N/mm2 .
Modulo di Poisson	ν = 0.20
Densità di Massa	ρ = 25 kN/m3
Coefficiente di Espansione Termica:	α =1.00E-05 m/ °C
Classe di lavorabilità	S3-S4-S5
Classe di esposizione ambientale	XC2
Diametro massimo inerti	25 mm
Copriferro diaframmi	60 mm
Copriferro soletta di copertura e piedritti	40 mm
Copriferro soletta di fondazione	40 mm
Copriferro fodere	40 mm
Copriferro travi di coronamento	40 mm

5.2 Acciaio per armature

Classe di resistenza	B450C
Valori limite di tensione	$f_{yk} \geq 450MPa$ $f_{tk} \geq 540MPa$
	$1.15 \leq f_{tk}/ f_{yk} \leq 1.35$
Modulo elastico	Es = 210000 MPa

5.3 Verifiche a fessurazione

Per le verifiche a fessurazione del cemento armato si individua come classe di esposizione del calcestruzzo, tra quelle riportate nella seguente tabella, la XC2, come da Tabelle materiali.

prospetto 4.1 **Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Figura 9. *Prospetto 4.1 EN 206-1*

Tale classe di esposizione rientra nelle condizioni ambientali ordinarie come desumibile dalla tabella 4.1.III del DM 14.01.08.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 10. Tabella 4.1.III DM 14.01.08

La struttura è realizzata con c.c.a. ordinario e armatura definita poco sensibile, i limiti di apertura di fessura sono quelli riassunti nella tabella seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 11. Tabella 4.1.IV DM 14.01.08

I valori limite sono pari a: w1= 0.2 mm; w2= 0.3 mm; w3= 0.4 mm.

Riassumendo i valori limite sarebbero:

- combinazioni frequenti w3;
- combinazioni quasi permanenti w2.

Tuttavia, il manuale ITALFERR "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario" al punto 1.8.3.2.4, prevede che l'apertura convenzionale delle fessure, calcolata in riferimento alle combinazioni rare per gli Stati Limite di Esercizio, debba risultare:

- $\delta f \leq w1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.01.08, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta f \leq w2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.01.08.

Riepilogando e riassumendo i valori limite da rispettare sono:

- combinazioni rare (strutture a permanente contatto con il terreno) w1;
- combinazioni rare (strutture non a permanente contatto con il terreno) w2;
- combinazioni quasi permanenti w2.

5.4 Tensioni di esercizio

Tensione massima di compressione del calcestruzzo:

- $\sigma c = 0.55\ fck = 13.75$ MPa (combinazione rara);
- $\sigma c = 0.40\ fck = 10.0$ MPa (combinazione quasi permanente).

Tensione massima dell'acciaio:

- $\sigma s = 0.75\ f\gamma k = 337.5$ MPa (combinazione rara).

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Analizzando in dettaglio l'area di progetto, è possibile affermare come la zona, in genere pianeggiante, è costituita da una successione di piroclastiti di diversa natura; in particolare le unità litostratigrafiche che si rinvengono lungo il tracciato sono essenzialmente:

- Terreno di riporto (R)

$\gamma = 18$ kN/m^3 peso di volume naturale

$\varphi' = 30$ ° angolo di resistenza al taglio

$c' = 0$ kPa coesione drenata

$E_o = 200$ MPa modulo elastico iniziale

$E' = 40$ MPa modulo elastico operativo

$K_0 = 0,5$ coefficiente di spinta a riposo

$K_a = 0,333$ coefficiente di spinta attiva

$K_p = 4,288$ coefficiente di spinta passiva

- Depositi piroclastici rimaneggiate (DI)

$\gamma = 16$ kN/m^3 peso di volume naturale

$\varphi' = 31,5$ ° angolo di resistenza al taglio

$c' = 2,5$ kPa coesione drenata

$E_o = 300$ MPa modulo elastico iniziale

$E' = 60$ MPa modulo elastico operativo

$K_0 = 0,477$ coefficiente di spinta a riposo

$K_a = 0,314$ coefficiente di spinta attiva

$K_p = 4,697$ coefficiente di spinta passiva

- Prodotti piroclastici di età recente (PO)

γ = 16 kN/m^3 peso di volume naturale

φ' = 34 ° angolo di resistenza al taglio

c' = 5 kPa coesione drenata

E_o = 680 MPa modulo elastico iniziale

E' = 136 MPa modulo elastico operativo

K_0 = 0,441 coefficiente di spinta a riposo

K_a = 0,283 coefficiente di spinta attiva

K_p = 5,504 coefficiente di spinta passiva

- Tufo litoide (TL)

γ = 15 kN/m^3 peso di volume naturale

φ' = 38 ° angolo di resistenza al taglio

c' = 35 kPa coesione drenata

E_o = 2615 MPa modulo elastico iniziale

E' = 400 MPa modulo elastico operativo

K_0 = 0,384 coefficiente di spinta a riposo

K_a = 0,238 coefficiente di spinta attiva

K_p = 7,232 coefficiente di spinta passiva

- Tufo sfatto (TS)

γ = 15,5 kN/m^3 peso di volume naturale

φ' = 36 ° angolo di resistenza al taglio

c' = 2,5 kPa coesione drenata

E_o = 1800 MPa modulo elastico iniziale

E' = 360 MPa modulo elastico operativo

K_0 = 0,412 coefficiente di spinta a riposo

K_a = 0,259 coefficiente di spinta attiva

K_p = 6,289 coefficiente di spinta passiva

- Piroclastiti di base (Pb)

γ = 16 kN/m^3 peso di volume naturale

φ' = 36 ° angolo di resistenza al taglio

c' = 2,5 kPa coesione drenata

E_o = 1280 MPa modulo elastico iniziale

E' = 256 MPa modulo elastico operativo

K_0 = 0,412 coefficiente di spinta a riposo

K_a = 0,259 coefficiente di spinta attiva

K_p = 6,289 coefficiente di spinta passiva

Per la sezione di calcolo corrente è stato considerato il profilo stratigrafico di seguito riportato in tabella: tutte le quote sono riferite a quella di piano campagna.

SEZIONE P				
Sigla	**Strato**	**Spessore [m]**	**Quota [m]**	**Quota falda [m]**
RV+Riporto	Coltre vegetale+riporto	3.38	-3.38	-22.79
PO	Piroclastiti recenti	9.12	-12.5	
TS	Tufo sfatto	16.88	-29.38	
PB	Piroclastiti di base	13.08	-42.46	

Tabella 1. *Stratigrafia terreno*

I parametri di deformabilità orizzontali del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle agenti sui diaframmi in c.c.a. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse, k, è data da:

- k = E/L dove: E = modulo di rigidezza del terreno

  L = grandezza geometrica caratteristica

La rigidezza di ciascuna molla è data da:

- K = EΔ/L dove: Δ = distanza tra le molle nella schematizzazione ad elementi finiti

Il valore della grandezza caratteristica L differisce a seconda che ci si trovi in condizioni di spinta attiva o passiva, pertanto:

- $L_a = 2/3\ l_a \tan(45° - \phi'/2)$ in zona attiva
- $L_p = 2/3\ l_p \tan(45° + \phi'/2)$ in zona passiva

Dove: l_a = min (l,2H)

l_p = min (l-H,H)

l = altezza diaframma

H = altezza corrente dello scavo (in ogni caso H > 1/10 l)

Tale formulazione è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Da questa è possibile assumere il parametro E, dipendente dalla storia tensionale del sito nonché dall'incremento locale dello stato tensionale.

						Zona spinta attiva	Zona spinta passiva	Diaframma centrale
n°	Strato	Profond. [cm]	Spess. [cm]	ϕ	E [kg/cmq]	K [kg/cmc]	K [kg/cmc]	K [kg/cmc]
1	Piroclastiti recenti	-1250	912	34	1360	2.624	1.484	1.484
2	Tufo sfatto	-2938	1688	36	3600	7.249	3.764	3.764
3	Piroclastiti di base	-4246	1308	36	2560	5.155	2.677	2.677

Tabella 2. *Rigidezza molle*

Le molle appena citate sono inserite nel modello come elastiche non lineari perché reagenti solo a compressione. Non risulta necessario modellare la risposta del ramo incrudente poiché la reazione delle molle compresse non è mai tale da superare il limite plastico della pressione sul terreno di monte valutabile semplicemente come $\gamma * h * K_p$.

Per le analisi d'interazione solettone di fondazione-terreno, si è utilizzata la costante di sottofondo K di Winkler. Il comportamento del terreno alla Winkler viene assimilato a quello di un letto di molle tra loro indipendenti. Si ammette che il mezzo in superficie reagisca proporzionalmente ai carichi applicati secondo la relazione:

$$q = k * w$$

in cui:

- q è il carico applicato;
- k è il modulo di reazione del terreno, detta anche costante di Winkler (daN/cm^3);
- w è lo spostamento verticale in un punto.

I cedimenti sono valutati con il metodo edometrico per un carico agente pari ad un terzo del carico limite in fondazione. Le teoria di Winkler si basa sull'ipotesi di linearizzazione del rapporto tra sforzi e deformazioni. Dalla formula sopra citata si può quindi ricavare il valore del modulo di reazione del terreno k:

$$k = q / w \ (daN/cm^3)$$

Il valore della costante orizzontale è ottenuto in funzione del valore della costante verticale e dell'angolo di attrito del terreno φ' secondo la relazione:

$$k_{or} = k * (1 - sen\ \varphi') \ (daN/cm^3)$$

k = 3,4437 daN/cm^3

k_{or} = 1,4195 daN/cm^3

Lungo lo sviluppo verticale delle fodere non è stata modellata alcuna risposta elastica.

7 CRITERI DI CALCOLO

7.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico. L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma. Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

A riguardo del calcolo allo SLD, si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara).

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 75 anni, come specificato per "Altre opere nuove a velocità V<250 Km/h" al §1.1.1 Tab. 1.1.1-1 del manuale RFI "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario". La classe d'uso assunta è la *III.* Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$V_R = V_N \cdot C_u = 112.5$ anni

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è: $P_{VR}(SLV)=10\%$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R in anni, vale: $T_R(SLV) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 1068$ anni

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g, F_0, T^*_c.

$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

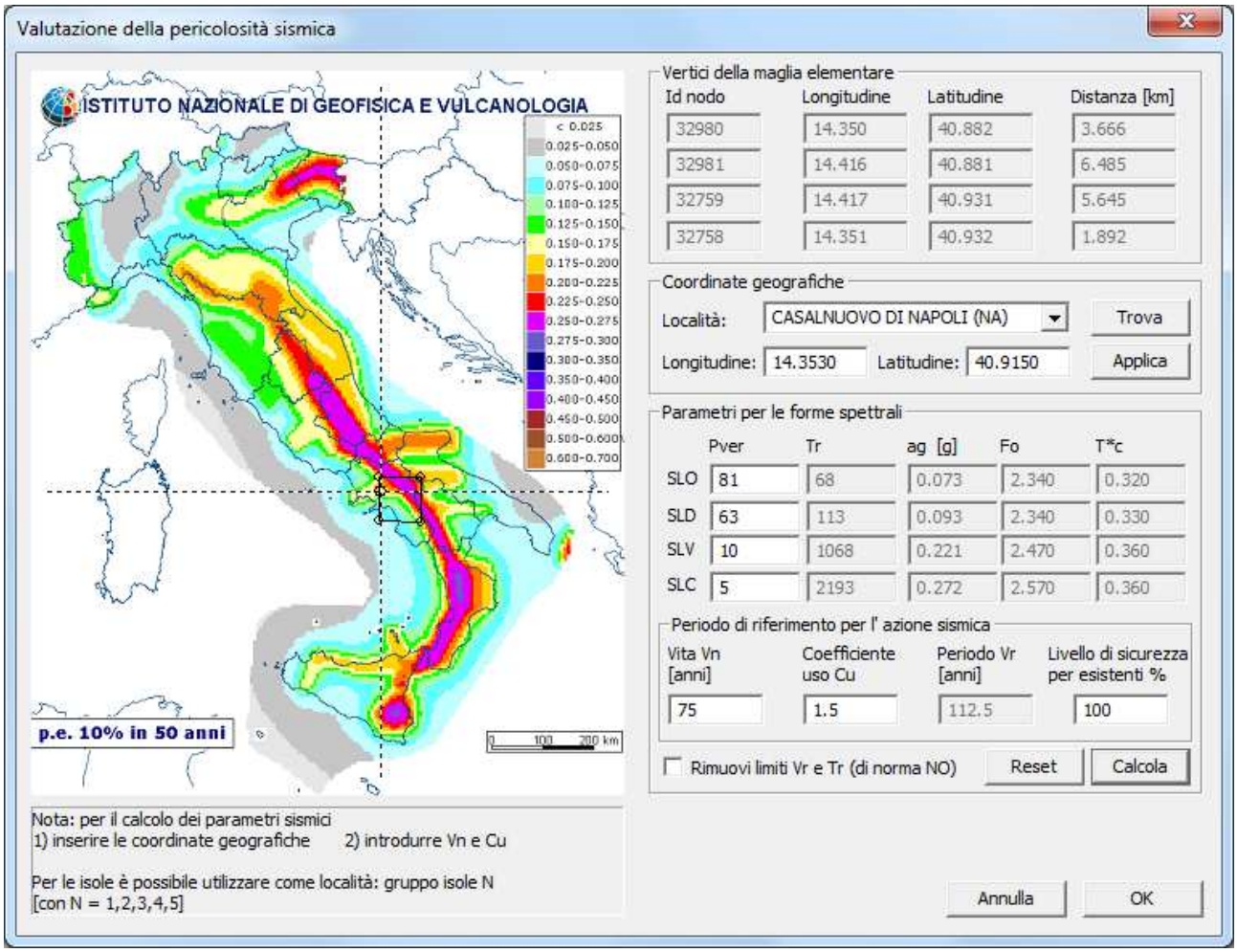
$T^*_c \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e topografica (St);

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	75.0	1.5	112.5	C	T1

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	14.353	40.915	
32980	14.350	40.882	3.666
32981	14.416	40.881	6.485
32759	14.417	40.931	5.645
32758	14.351	40.932	1.892

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	68.0	0.073	2.340	0.320
SLD	63.0	113.0	0.093	2.340	0.330
SLV	10.0	1068.0	0.221	2.470	0.360
SLC	5.0	2193.0	0.272	2.570	0.360



Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente S = Ss*St (3.2.5)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.073	1.500	2.340	0.851	0.163	0.489	1.890
SLD	0.093	1.500	2.340	0.965	0.167	0.500	1.973
SLV	0.221	1.373	2.470	1.567	0.177	0.530	2.484
SLC	0.272	1.281	2.570	1.808	0.177	0.530	2.687

Come già ricordato la verifica sismica viene condotta per un'opera ricadente in ex Zona Sismica 2 (a_g=0.221 g) e Categoria di Sottosuolo C.

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h=\beta_m * \frac{a\max}{g} \qquad k_v=\pm 0.5 * k_h$$

Essendo l'opera in oggetto una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m, assume il valore: β_m=1

Pertanto, il valore del coefficiente sismico orizzontale risulta:

$$\text{(SLV)} \qquad k_h = \beta_m * \frac{a\max}{g} = \beta_m * a_g * S = 0.304$$

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 14.01.08), sono calcolate in regime di spinta a riposo. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo risulta:

$$\Delta P_d = S * a_g/g * \gamma * h_{tot}^{\ 2} = k_h * \gamma * h_{tot}^{\ 2}$$

Introducendo l'incremento di pressione del terreno con andamento costante lungo l'altezza del piedritto e con "h_{tot}" altezza dal piano stradale al piano medio della fondazione dello scatolare lo stesso può essere calcolato come:

$$dp_d = k_h * \gamma * h_{tot}$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

7.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NTC.

7.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU e SLE

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.2.V per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M_1	M_2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 3. *Coefficienti parziali per i parametri del terreno*

Per le combinazioni di carico analizzate si è fatto generalmente riferimento ai coefficienti di combinazione indicati nel manuale ITALFERR, riportati in Tabella 4; per quei casi di carico elementari non contemplati dalla specifica ferroviaria si è fatto riferimento ai coefficienti di normativa DM2008 riportati in Tabella 5.

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γF	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti strutturali o comp. definiti	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.50	1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_{Q}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

Tabella 4. *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast[3]	favorevoli	γ_{B}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico[4]	favorevoli	γ_{Q}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20[5]	0,20[5]
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_{P}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00[6]	1,00[7]	1,00	1,00	1,00

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
[2] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
[4] Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
[5] Aliquota di carico da traffico da considerare.
[6] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[7] 1,20 per effetti locali

Tabella 5. *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (da manuale RFI)*

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr_1	0,80 (2)	0,80 (1)	0,0
	gr_2	0,80 (2)	0,80 (1)	-
	gr_3	0,80 (2)	0,80 (1)	0,0
	gr_4	1,00	1,00 (1)	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 6. *Coefficienti di combinazione ψ delle azioni*

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 (3)	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 (3)	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 (3)	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 (3)	-	-
	Centrifuga	(2 (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 (3)	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 7. *Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni*

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$

Combinazione frequente SLE

$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$

Combinazione quasi permanente SLE

$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$

8 ANALISI DEI CARICHI SOLETTONE DI COPERTURA E DIAFRAMMI

Nel presente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico. Vengono presi in considerazione n° 17 Casi Di Carico (CDC1÷CDC17), di seguito determinate. Tali Casi Di Carico saranno poi opportunamente combinati secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Tutte le valutazioni, analisi e verifiche sono state condotte in riferimento a tratti strutturali di lunghezza unitaria modellando i diversi elementi strutturali in asse.

I principali parametri geometrici, risultano essere i seguenti:

- spessore totale minimo del ricoprimento $H_{r_{min}} = 0.349$ m
- spessore totale massimo del ricoprimento $H_{r_{max}} = 7.80$ m
- spessore totale medio del massetto $H_m = 0.11$ m
- larghezza esterna dell'opera: $L = 25.65$ m
- spessore della soletta di copertura: $S_s = 1.40$ m
- spessore dei cordoli laterali: $S_{cl} = 1.65$ m
- spessore del cordolo centrale: $S_{cc} = 1.10$ m
- spessore dei diaframmi laterali: $S_{dl} = 1.20$ m
- spessore del diaframma centrale: $S_{dc} = 0.80$ m
- lunghezza dei diaframmi laterali: $H_{dl} = 18.00$ m
- lunghezza del diaframma centrale: $H_{dc} = 26.00$ m
- spessore della soletta di base canna sx: $S_{fs} = 0.90$ m
- spessore della soletta di base canna dx: $S_{fd} = 0.65$ m

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- terreno di ricoprimento: 18 kN/m³

8.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta superiore

- peso ricoprimento 5.00 * 18 = **90.00** kN/m²
- peso del massetto 0.11 * 25 = **2.75** kN/m²

Il peso proprio della struttura viene assunto dal programma di calcolo automaticamente in base al peso specifico del calcestruzzo appena riportato.

Tali carichi vengono rispettivamente considerati nei Casi Di Carico CDC 1 e CDC2.

8.2 Spinta del terreno e spinta idrostatica

Il rinterro sopra al solettone di copertura della galleria verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico γ_t = 18 kN/m^3;

- angolo di attrito ϕ=30°;

da cui risulta un un coefficiente di spinta a riposo $k_o = 1 - \text{sen}\,\phi$.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte a riposo secondo la profondità con

$P = k_o\,\gamma_t\,z$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Le combinazioni di carico corrispondenti al caso di spinta statica sbilanciata sono state tenute in considerazione indirettamente. Sono infatti state svolte delle analisi specifiche per le varie tipologie di sezioni rappresentative e riportate in uno specifico report intitolato Addendum per la valutazione degli effetti delle spinte statiche sbilanciate. Gli effetti valutati in termini di variazione delle massime sollecitazioni flettenti rispetto al caso non sbilanciato sono state tenute in considerazione nel presente report incrementando della stessa quantità le sollecitazioni di verifica. In particolare per la sezione in esame, nella combinazione SLE rare più gravosa le sollecitazioni flettenti sono state incrementate del 10% per tenere conto del possibile effetto dello sbilanciamento del carico permanente dovuto alla spinta del terreno non incluso tra le combinazioni di carico analizzate.

8.2.1 In assenza di falda

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, risultano essere le seguenti:

$p_0 = 0$

$p_H = [18 \text{ (o } 8 \text{ o } 6) * H] * k_o$

Tali carichi vengono considerati nei Casi Di Carico CDC 2.

Spinta statica terreno

		H	z	γt (γ')	ϕ	k_0	ΔP	P	k_0*
sez.	**stratigrafia**	**m**	**m**	**kN/m³**	**°**	**-**	**kN/m**	**kN/m**	-
0	**piano campagna**	0	0	-	-	-	-	0.00	-
1	**rinterro**	3.38	3.38	18.0	30.0	0.500	30.42	30.42	
2	**asse sol. copertura**	4.08	0.70	18.0	30.0	0.500	6.30	36.72	
3	**inizio diaframma**	6.28	2.20	18.0	30.0	0.500	19.80	56.52	0.469
4	**Piroclastiti recenti**	12.50	6.22	16.0	34.0	0.441	43.87	100.39	
5	**asse sol. fondo**	12.93	0.43	15.5	36.0	0.412	2.75	103.14	

Tabella 8. *Valori spinta statica terreno*

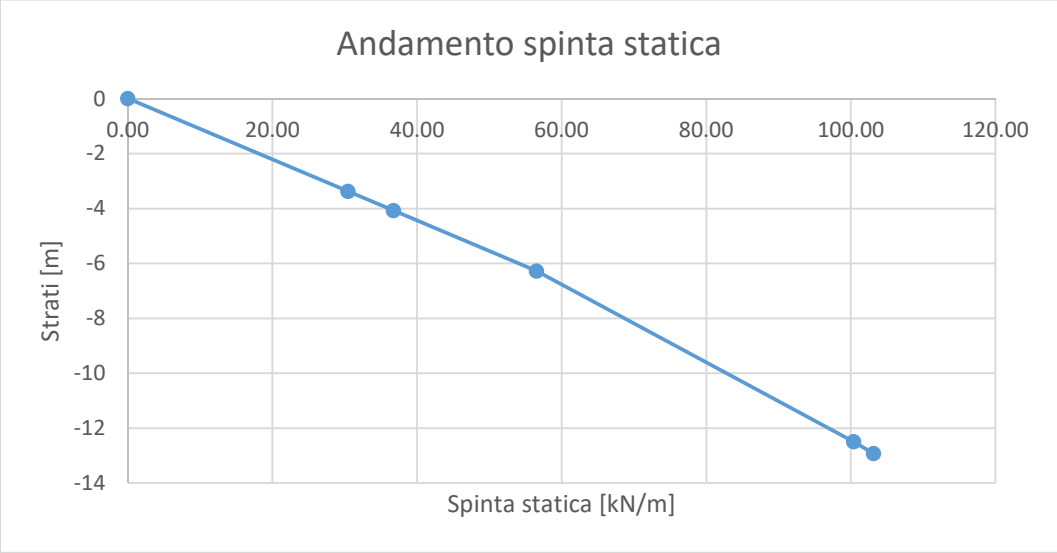


Figura 12. *Diagramma andamento spinta statica terreno*

8.2.2 In presenza di falda

Per l'opera in oggetto è previsto un livello massimo di falda in fase provvisionale (Fase 1) che può raggiungere un'altezza limite di 4.50 m dall'estradosso del solettone di fondo, mentre in fase definitiva (Fase 2) può arrivare fino ad un'altezza di 5.50 m dallo stesso estradosso.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con:

$P_{tot} = k_0 \gamma' z + \gamma_w z_w$

- peso specifico terreno secco $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

- peso specifico acqua $\gamma_w = 10$ kN/m^3

La presenza della falda può quindi essere modellata come un caso di carico con andamento triangolare che introduce un incremento della pressione del terreno nullo alla quota della falda massima e massimo alla profondità massima a cui si è valutata la spinta del terreno stessa.

L'azione della spinta idraulica è stata invece portata in conto applicando una distribuzione di carico con andamento triangolare nella fase provvisionale (Fase 1) con valore:

$p_{(4,5)} = \gamma_w * H_{falda,\ max} = 10 * 4{,}50 = 45$ kN/m^2 con $z_i = 6.75$ m e $z_f = 11.25$ m

mentre nella fase definitiva (Fase 2) si è considerato l'incremento di pressione dovuto all'innalzamento della falda di 1 m applicando in maniera semplificata, ma a favore di sicurezza, una distribuzione di carico costante lungo tutta l'altezza pari a:

$\Delta p_{idr(fase\ 2)} = \gamma_w * \Delta H_{falda} = 10 * 1 = 10$ kN/m^2 con $z_i = 5.75$ m e $z_f = 11.25$ m

Il programma di calcolo adotterà la pressione corretta a tutte le profondità intermedie necessarie.

Tali carichi vengono rispettivamente considerati nei Casi Di Carico CDC 2 e CDC17.

8.3 Carichi accidentali

8.3.1 Cantiere

Il sovraccarico accidentale dovuto ai mezzi di cantiere presente solo nella Fase 1 è stato assunto pari 10 kN/m^2, applicato sulla copertura come un carico uniforme distribuito della stessa intensità.

La spinta prodotta invece dal sovraccarico agente sui lati adiacenti è stato applicato sulle pareti laterali come un carico distribuito costante pari a:

$q_{sovr,\,cant} = q_0 * k_0 = 10.00\ kN/m^2 * 0.469 = 4.69\ kN/m^2$

Il valore di k_0 assunto rappresenta la media pesata dei k_0 dei vari strati di terreno per la sezione di calcolo considerata.

Per massimizzare l'effetto del carico si considera una combinazione di inviluppo Q data dalle varie possibili combinazioni (CM) del carico agente a sinistra della sezione di galleria (CANTIERE 1), al piano di campagna sulla 1° campata (CANTIERE 2), sulla 2° campata (CANTIERE 3), e a destra della sezione di galleria (CANTIERE 4).

Di seguito si riportano le combinazioni dei carichi accidentali in fase provvisionale considerati.

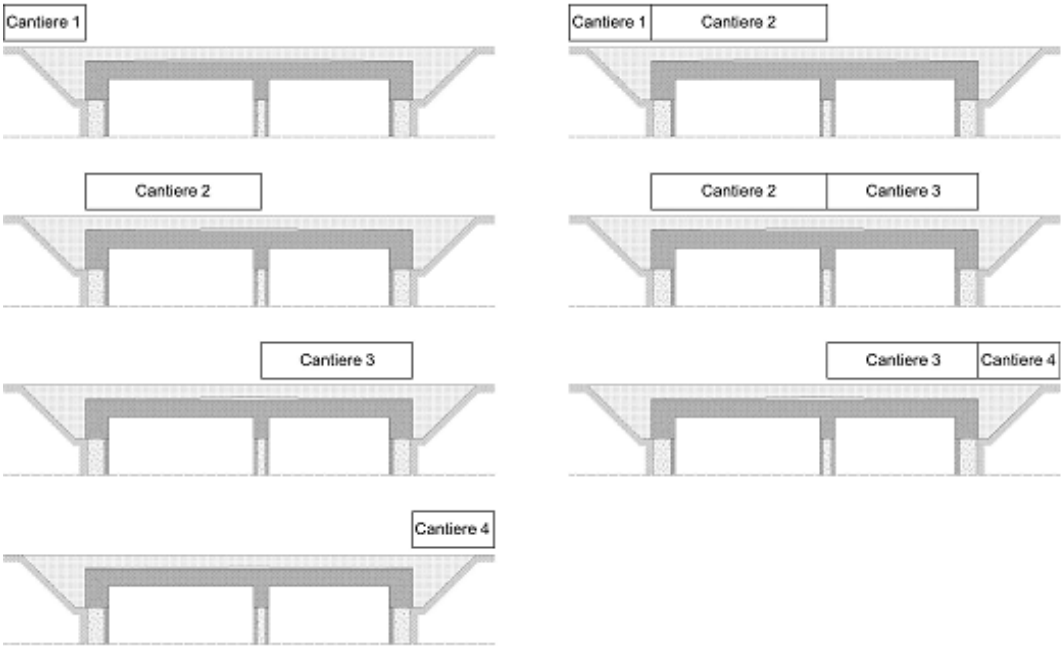


Figura 13. *Combinazione carichi accidentali in fase provvisionale*

Tali carichi vengono considerati nei Casi di Carico CDC 3-4-5-6.

8.3.2 Fase definitiva

Il sovraccarico accidentale agente a piano campagna nella Fase 2 è stato previsto nella misura di 20 kN/m^2 ed applicato sulla copertura con schema statico di carico uniformemente distribuito.

La spinta prodotta invece dal sovraccarico agente sui lati adiacenti è stato applicato sulle pareti laterali come un carico distribuito costante e pari a:

$q_{sovr,\ def} = q_0 * k_0 = 20{,}00\ kN/m^2 * 0.469 = 9.38\ kN/m^2$

Il valore di k_0 assunto rappresenta la media pesata dei k_0 dei vari strati di terreno.

Per massimizzare l'effetto del carico si considera una combinazione di inviluppo Q data dalle varie possibili combinazioni (CM) del carico agente a sinistra della sezione di galleria (Accidentale 1), al piano di campagna sulla 1° campata (Accidentale 2), sulla 2° campata (Accidentale 3), e a destra della sezione di galleria (Accidentale 4).

Di seguito si riportano le combinazioni dei carichi accidentali in fase definitiva considerati.

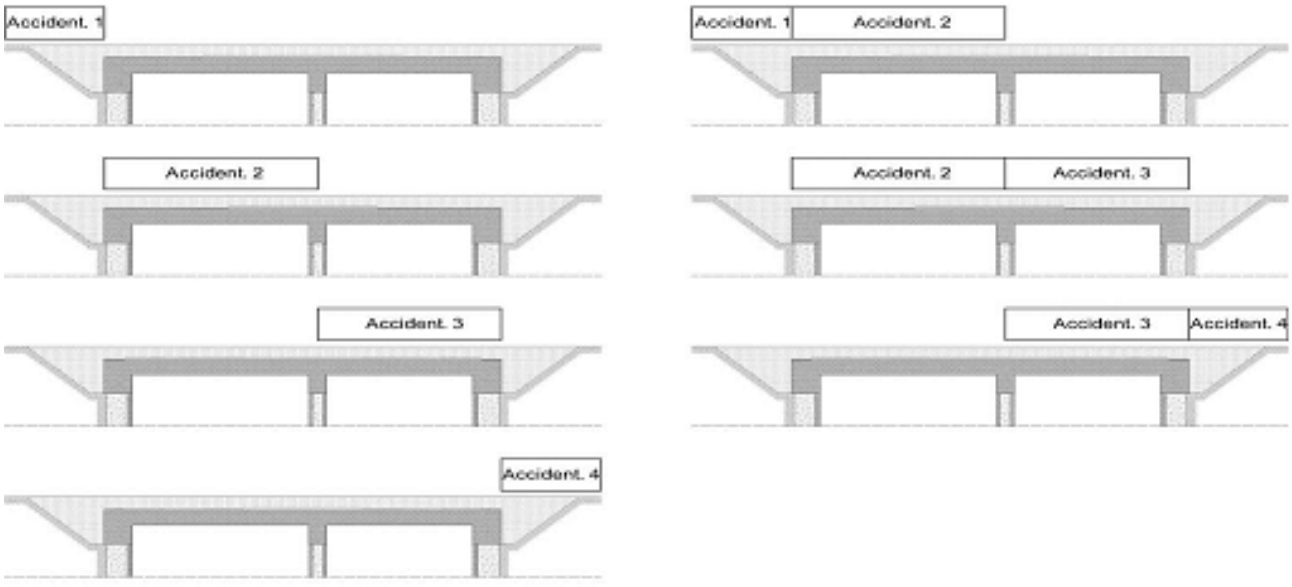


Figura 14. *Combinazione carichi accidentali in fase definitiva*

Tali carichi vengono considerati nei Casi di Carico CDC 7-8-9-10.

8.4 Azione termica

Per tenere conto degli effetti dovuti alla variazione termica del solettone di copertura, sono state considerate:

- variazione termica lineare $\Delta T_lineare = + 5.0°C$
- variazione termica costante $\Delta T_costante = \pm 15°C$

Tali carichi vengono considerati nel Caso Di Carico CDC 11 ed applicato solamente in fase 2.

8.5 Ritiro

I fenomeni di ritiro, considerati attivi solo sul solettone di copertura, sono stati applicati attraverso una variazione termica pari a $\Delta T_costante = -11.05°C$ (contrazione), calcolata con la relazione suggerita dall'Appendice 1 della normativa RFI DTC INC CS SP IFS 001 A

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro: $\Delta T_{ritiro} = -\frac{\varepsilon_s(t,t_0)\cdot E_{cm}}{(1+\varphi(t,t_0))\cdot E_{cm}\cdot\alpha}$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura.

Tale carico viene considerato nel Caso Di Carico CDC 12 ed applicato solamente in fase 2.

8.6 Azione sismica

Le sovraspinte sismiche del terreno, valutate come riportato in seguito, vengono considerate nei seguenti Casi Di Carico:

a) sovraspinta e spinta inerziale degli elementi agenti in direzione trasversale positiva (X+) CDC 13

b) sovraspinta e spinta inerziale degli elementi agenti in direzione trasversale negativa (X-) CDC 14

c) sovraspinta e spinta inerziale degli elementi agenti in direzione verticale negativa (Z-) CDC 15

8.6.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$F_h = P * k_h$

(SLV) $k_h = \beta_m * \frac{a\max}{g} = 0.304$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici.

L'accelerazione massima orizzontale e quella verticale, sono state applicate alla struttura moltiplicando il peso proprio strutturale, calcolato in automatico dal software, rispettivamente per

$ag/g * Ss * St = \pm 0.221 * 1.372 * 1.00 = \pm 0.304$

$ag_v/g * Ss * St = \pm 0.14 * 1.00 * 1.00 = \pm 0.141$

Per tenere conto dell'accelerazione sismica si considerano:

a) le spinte inerziali agenti sulla soletta superiore dovute alla massa di terreno di ricoprimento risultano in direzione orizzontale con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis\ rint,or} = \pm\gamma_{rinterro} * h_{rinterro} * ag/g * Ss * St = \pm 18.00\ kN/m^3 * 5.00\ m * 0.304 = \pm 27.36\ kN/m^2$

e in direzione verticale con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis\ rint,ver} = -\gamma_{rinterro} * h_{rinterro} * agv/g * Ss * St = -18.00\ kN/m^3 * 5.00\ m * 0.141 = -12.69\ kN/m^2$

b) le spinte inerziali agenti sulla soletta superiore dovute al peso proprio della stessa risultano in direzione orizzontale con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis\ cls,or} = \pm\gamma_{cls} * h_{cls} * ag/g * Ss * St = \pm 25.00\ kN/m^3 * 1.4\ m * 0.304 = \pm 10.64\ kN/m^2$

e in direzione verticale con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis\ cls,ver} = -\gamma_{cls} * h_{cls} * agv/g * Ss * St = -25.00\ kN/m^3 * 1.4\ m * 0.141 = -4.94\ kN/m^2$

c) l'incremento della spinta del terreno applicata ai diaframmi laterali con una distribuzione di carico costante, considerando la teoria di Wood:

$\Delta P_{spinta\ terreno,sisma} = (\gamma^*) * H * ag/g * Ss * St$ con:

γ^*= valore del peso specifico del terreno pesato tra i vari strati

H = 12.93 m

Spinta statica Wood

		H	z	γt (γ')	γ*	ag*Ss*St	ΔP
sez.	**stratigrafia**	**m**	**m**	**kN/m³**	**kN/m³**	**-**	**kN/m**
0	**piano campagna**	0	0	-	-	-	-
1	**rinterro**	3.38	3.38	18.0			
2	**asse sol. copertura**	4.08	0.70	18.0			
3	**inizio diaframma**	6.28	2.20	18.0	16.95	0.304	66.64
4	**Piroclastiti recenti**	12.5	6.22	16.0			
5	**asse sol. fondo**	12.93	0.43	15.5			

Tabella 9. *Spinta di Wood*

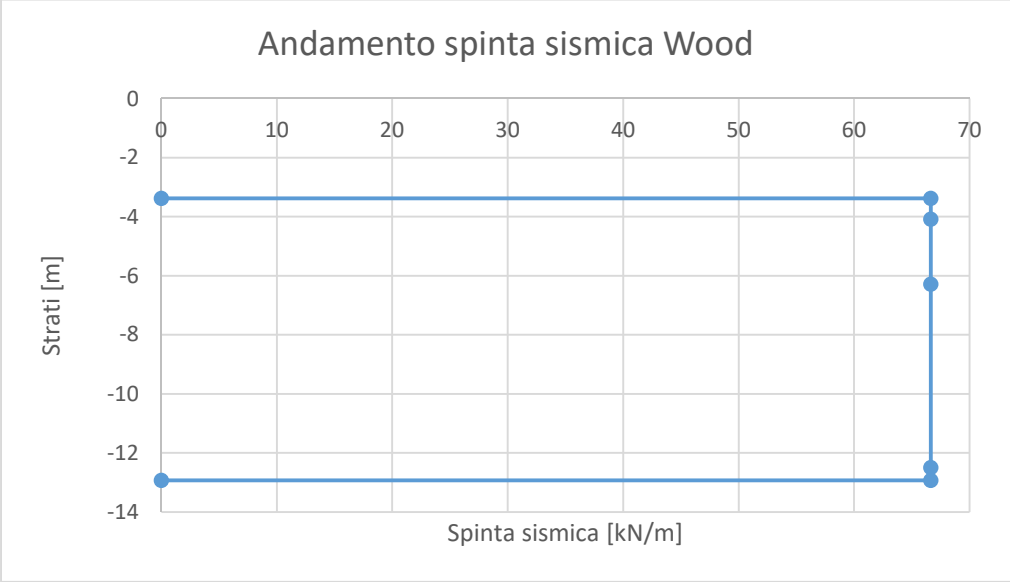


Figura 15. *Diagramma andamento spinta Wood*

d) le spinte inerziali agenti sui diaframmi laterali con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis,diaf,lat} = \pm\gamma_{cls} * s_{diaf,lat} * ag/g * Ss * St = \pm 25.00\ kN/m^3 * 1.2\ m * 0.304 = \pm 9.12\ kN/m^2$

le spinte inerziali agenti sul diaframma centrale con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis,diaf,cen} = \pm\gamma_{cls} * s_{diaf,cen} * ag/g * Ss * St = \pm 25.00\ kN/m^3 * 0.8\ m * 0.304 = \pm 6.08\ kN/m^2$

e) le spinte inerziali agenti sui piedritti laterali con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis,cor,lat} = \pm\gamma_{cls} * s_{cord,lat} * ag/g * Ss * St = \pm 25.00\ kN/m^3 * 1.60\ m * 0.304 = \pm 12.16\ kN/m^2$

le spinte inerziali agenti sul piedritto centrale con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis,cor,cen} = \pm\gamma_{cls} * s_{cord,cen} * ag/g * Ss * St = \pm 25.00\ kN/m^3 * 1.1\ m * 0.304 = \pm 8.36\ kN/m^2$

9 ANALISI SVOLTE PER SOLETTONE DI COPERTURA E DIAFRAMMI

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2018-07-183)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ***ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico***. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico, dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame ***sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.***

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	NO
Statica non lineare	SI
Sismica statica non lineare	SI
Azione sismica	
Norma applicata per l'azione sismica	D.M. 14-01-2008
Combinazioni dei casi di carico	
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	NO
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

K * **u** = **F** dove

K = matrice di rigidezza **u** = vettore spostamenti nodali **F** = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave-D2)
- Elemento tipo TRUSS (biella-D2)
- Elemento tipo BOUNDARY (molla)

Modello strutturale realizzato con:	
nodi	121
elementi D2 (per aste, travi, pilastri…)	122
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-50.00
Xmax =	2664.00
Ymin =	0.00
Ymax =	0.00
Zmin =	-3628.00
Zmax =	-408.00
Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.	
Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti	

con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.).

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ***ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico***. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

9.1 Modellazione dei materiali

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

1	materiale tipo cemento armato
5	materiale tipo generico

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Young	modulo di elasticità normale
Poisson	coefficiente di contrazione trasversale
G	modulo di elasticità tangenziale
Gamma	peso specifico
Alfa	coefficiente di dilatazione termica

I dati soprariportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

1	***cemento armato***	
	Rck	resistenza caratteristica cubica
	Fctm	resistenza media a trazione semplice

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3	
1	Calcestruzzo Classe C25/30		3.145e+05	0.20	1.310e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	300.0					
	fctm	25.6					

9.2 Modellazione delle sezioni

Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

1 sezione di tipo generico
2 profilati semplici
3 profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

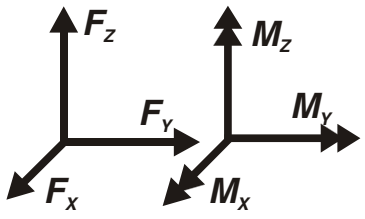
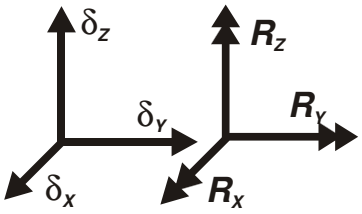
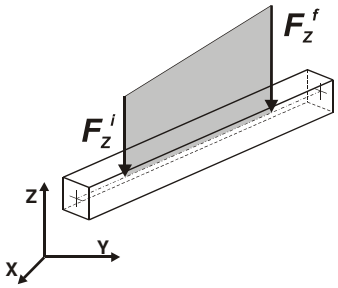
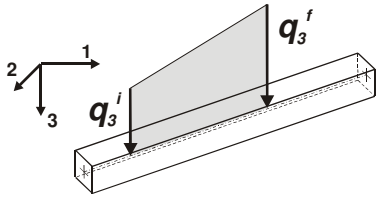
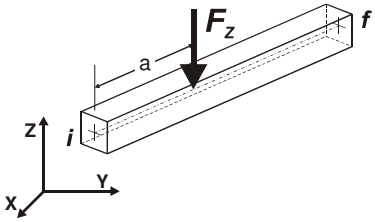
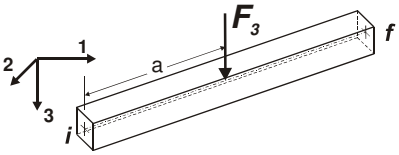
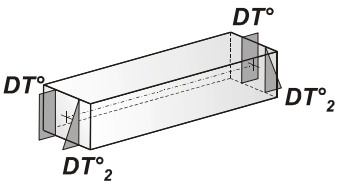
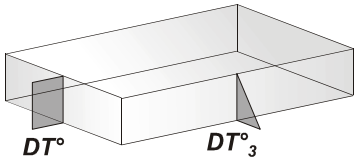
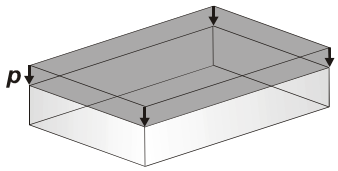
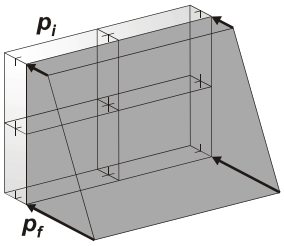
I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Rettangolare: b=100 h=165	1.650e+04	1.375e+04	1.375e+04	3.400e+07	1.375e+07	3.743e+07	2.750e+05	4.538e+05	4.125e+05	6.806e+05
2	Rettangolare: b=100 h=140	1.400e+04	1.167e+04	1.167e+04	2.617e+07	1.167e+07	2.287e+07	2.333e+05	3.267e+05	3.500e+05	4.900e+05
3	Rettangolare: b=100 h=110	1.100e+04	9166.67	9166.67	1.695e+07	9.167e+06	1.109e+07	1.833e+05	2.017e+05	2.750e+05	3.025e+05
4	Rettangolare: b=100 h=90	9000.00	7500.00	7500.00	1.132e+07	7.500e+06	6.075e+06	1.500e+05	1.350e+05	2.250e+05	2.025e+05
5	Rettangolare: b=100 h=120	1.200e+04	1.000e+04	1.000e+04	1.993e+07	1.000e+07	1.440e+07	2.000e+05	2.400e+05	3.000e+05	3.600e+05
6	Rettangolare: b=100 h=60	6000.00	5000.00	5000.00	4.478e+06	5.000e+06	1.800e+06	1.000e+05	6.000e+04	1.500e+05	9.000e+04
7	Rettangolare: b=100 h=65	6500.00	5416.67	5416.67	5.406e+06	5.417e+06	2.289e+06	1.083e+05	7.042e+04	1.625e+05	1.056e+05
8	Fittizio	1.000e+04	8333.33	8333.33	1.406e+07	8.333e+06	8.333e+06	1.667e+05	1.667e+05	2.500e+05	2.500e+05

9.3 Modellazione delle azioni

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura viene di riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo. Le tabelle riportano infatti i seguenti dati in relazione al tipo:

1	**carico concentrato nodale**
	6 dati (forza Fx, Fy, Fz, momento Mx, My, Mz)
2	**spostamento nodale impresso**
	6 dati (spostamento Tx,Ty,Tz, rotazione Rx,Ry,Rz)
3	**carico distribuito globale su elemento tipo trave**
	7 dati (fx,fy,fz,mx,my,mz,ascissa di inizio carico)
	7 dati (fx,fy,fz,mx,my,mz,ascissa di fine carico)
4	**carico distribuito locale su elemento tipo trave**
	7 dati (f1,f2,f3,m1,m2,m3,ascissa di inizio carico)
	7 dati (f1,f2,f3,m1,m2,m3,ascissa di fine carico)
5	**carico concentrato globale su elemento tipo trave**
	7 dati (Fx,Fy,Fz,Mx,My,Mz,ascissa di carico)
6	**carico concentrato locale su elemento tipo trave**
	7 dati (F1, F2, F3, M1, M2, M3, ascissa di carico)
8	**carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra**
	1 dato (pressione)
9	**carico di pressione variabile su elemento tipo piastra**
	4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
11	**carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra**
	1 dato descrizione della tipologia
	4 dati per segmento (posizione, valore, posizione, valore)
	la tipologia precisa l'ascissa di definizione, la direzione del carico, la modalità di carico e la larghezza d'influenza per gli elementi tipo trave

	Carico concentrato nodale		Spostamento impresso
	Carico distribuito globale		Carico distribuito locale
	Carico concentrato globale		Carico concentrato locale
	Carico termico 2D		Carico termico 3D
	Carico pressione uniforme		Carico pressione variabile

Tipo	carico distribuito globale su trave

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
1	G rinterro SOL	0.0	0.0	0.0	-90.00	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-90.00	0.0	0.0	0.0
2	G massetto SOL	0.0	0.0	0.0	-2.75	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-2.75	0.0	0.0	0.0
9	Cantiere 1	0.0	4.69	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	4.69	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	Cantiere 2 e 3	0.0	0.0	0.0	-10.00	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-10.00	0.0	0.0	0.0
11	Cantiere 4	0.0	-4.69	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-4.69	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	Q accidentale 1	0.0	9.38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	9.38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	Q accidentale 2 e 3	0.0	0.0	0.0	-20.00	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-20.00	0.0	0.0	0.0
14	Q accidentale 4	0.0	-9.38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-9.38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	Inerzia terreno SOL +	0.0	27.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	27.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	Inerzia terreno SOL -	0.0	-27.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-27.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	Inerzia terreno SOL vert	0.0	0.0	0.0	-12.69	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-12.69	0.0	0.0	0.0
21	Inerzia SOLETTONE +	0.0	10.64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	10.64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	Inerzia SOLETTONE -	0.0	-10.64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-10.64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	Inerzia SOLETTONE vert	0.0	0.0	0.0	-4.94	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-4.94	0.0	0.0	0.0
24	Spinta WOOD +	0.0	66.64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	66.64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
25	Spinta WOOD -	0.0	-66.64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-66.64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	Inerzia diaframmi laterali +	0.0	9.12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	9.12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	Inerzia diaframmi laterali -	0.0	-9.12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-9.12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	Inerzia diaframma centrale +	0.0	6.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	6.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	Inerzia diaframma centrale -	0.0	-6.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-6.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	Inerzia cordoli laterali +	0.0	12.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	12.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33	Inerzia cordoli laterali -	0.0	-12.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-12.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	Inerzia cordolo centrale +	0.0	8.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	8.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	Inerzia cordolo centrale -	0.0	-8.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-8.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo	variazione termica applicata a trave

Id	Tipo	DT uniforme	DT iniziale	DT finale	DT 2-2 ini	DT 2-2 fin	DT 3-3 ini	DT 3-3 fin
		C	C	C	C	C	C	C
15	Termico lineare 5°C	5.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	Termico farfalla 15°C	0.0	0.0	0.0	-30.00	-30.00	0.0	0.0
17	Ritiro -11.05° C	-11.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tipo	carico variabile generale

Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
7	G Terra + PARETI				
	Z - Z Qx L2=1.00	-1293.00	103.14 daN/cm	-1250.00	100.39 daN/cm
		-1250.00	100.39 daN/cm	-628.00	56.52 daN/cm

Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		-628.00	56.52 daN/cm	-408.00	36.72 daN/cm
		-408.00	36.72 daN/cm	-338.00	30.42 daN/cm
		-338.00	30.42 daN/cm	0.0	0.0 daN/cm
8	G Terra - PARETI				
	Z - Z Qx L2=1.00	-1293.00	-103.14 daN/cm	-1250.00	-100.39 daN/cm
		-1250.00	-100.39 daN/cm	-628.00	-56.52 daN/cm
		-628.00	-56.52 daN/cm	-408.00	-36.72 daN/cm
		-408.00	-36.72 daN/cm	-338.00	-30.42 daN/cm
		-338.00	-30.42 daN/cm	0.0	0.0 daN/cm

9.4 Schematizzazione dei casi di carico

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	Sigla	***Tipo***	***Descrizione***
1	**Ggk**	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	**Gk**	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	**Qk**	NA	caso di carico con azioni variabili
4	**Gsk**	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	**Qsk**	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	**Qnk**	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	**Qtk**	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	**Qvk**	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	**Esk**	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	**Edk**	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	**Pk**	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

Numero Tipo e *Sigla identificativa*, *Valore di riferimento* del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

In coda alla tabella dei casi di carichi gli stessi vengono riportati per sintesi in forma grafica.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k (permanente generico)	D2 : 79 Azione : G Terra + PARETI
			D2 : 81 Azione : G Terra - PARETI
			D2 :da 82 a 83 Azione : G rinterro SOL
			D2 :da 82 a 83 Azione : G massetto SOL
			D2 : 84 Azione : G Terra + PARETI
			D2 : 86 Azione : G Terra + PARETI
			D2 : 87 Azione : G Terra - PARETI
			D2 : 91 Azione : G Terra + PARETI
			D2 : 93 Azione : G Terra + PARETI
			D2 : 95 Azione : G Terra - PARETI
			D2 :da 97 a 98 Azione : G Terra - PARETI
			D2 : 99 Azione : G Terra + PARETI
			D2 :da 101 a 102 Azione : G Terra - PARETI
			D2 :da 104 a 105 Azione : G Terra + PARETI
			D2 : 107 Azione : G Terra - PARETI
3	Qk	CDC=Qk (variabile generico) CANTIERE 1	D2 : 79 Azione : Cantiere 1
			D2 : 84 Azione : Cantiere 1
			D2 : 86 Azione : Cantiere 1
			D2 : 91 Azione : Cantiere 1
			D2 : 93 Azione : Cantiere 1
			D2 : 99 Azione : Cantiere 1
			D2 :da 104 a 105 Azione : Cantiere 1
4	Qk	CDC=Qk (variabile generico) CANTIERE 2	D2 : 82 Azione : Cantiere 2 e 3
5	Qk	CDC=Qk (variabile generico) CANTIERE 3	D2 : 83 Azione : Cantiere 2 e 3
6	Qk	CDC=Qk (variabile generico) CANTIERE 4	D2 : 81 Azione : Cantiere 4
			D2 : 87 Azione : Cantiere 4
			D2 : 95 Azione : Cantiere 4
			D2 :da 97 a 98 Azione : Cantiere 4
			D2 :da 101 a 102 Azione : Cantiere 4
			D2 : 107 Azione : Cantiere 4
7	Qk	CDC=Qk (variabile generico) 1	D2 : 79 Azione : Q accidentale 1
			D2 : 84 Azione : Q accidentale 1

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D2 : 86 Azione : Q accidentale 1
			D2 : 91 Azione : Q accidentale 1
			D2 : 93 Azione : Q accidentale 1
			D2 : 99 Azione : Q accidentale 1
			D2 :da 104 a 105 Azione : Q accidentale 1
8	Qk	CDC=Qk (variabile generico) 2	D2 : 82 Azione : Q accidentale 2 e 3
9	Qk	CDC=Qk (variabile generico) 3	D2 : 83 Azione : Q accidentale 2 e 3
10	Qk	CDC=Qk (variabile generico) 4	D2 : 81 Azione : Q accidentale 4
			D2 : 87 Azione : Q accidentale 4
			D2 : 95 Azione : Q accidentale 4
			D2 :da 97 a 98 Azione : Q accidentale 4
			D2 :da 101 a 102 Azione : Q accidentale 4
			D2 : 107 Azione : Q accidentale 4
11	Qk	CDC=Qk (variabile generico) TERMICO	D2 :da 82 a 83 Azione : Termico lineare 5°C
			D2 :da 82 a 83 Azione : Termico farfalla 15°C
12	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d.) RITIRO	D2 :da 82 a 83 Azione : Ritiro -11.05° C
13	Qk	CDC=Qk (variabile generico) SISMA X+	D2 : 78 Azione : Inerzia diaframma centrale +
			D2 : 79 Azione : Spinta WOOD +
			D2 : 79 Azione : Inerzia cordoli laterali +
			D2 : 80 Azione : Inerzia cordolo centrale +
			D2 : 81 Azione : Inerzia cordoli laterali +
			D2 :da 82 a 83 Azione : Inerzia terreno SOL +
			D2 :da 82 a 83 Azione : Inerzia SOLETTONE +
			D2 : 84 Azione : Inerzia diaframmi laterali +
			D2 : 84 Azione : Spinta WOOD +
			D2 : 85 Azione : Inerzia diaframma centrale +
			D2 :da 86 a 87 Azione : Inerzia diaframmi laterali +
			D2 :da 86 a 87 Azione : Spinta WOOD +
			D2 : 91 Azione : Inerzia diaframmi laterali +
			D2 : 91 Azione : Spinta WOOD +
			D2 : 92 Azione : Inerzia diaframma centrale +
			D2 : 93 Azione : Inerzia diaframmi laterali +
			D2 : 93 Azione : Spinta WOOD +
			D2 : 94 Azione : Inerzia diaframma centrale +
			D2 : 95 Azione : Inerzia diaframmi laterali +
			D2 : 96 Azione : Inerzia diaframma centrale +
			D2 :da 97 a 99 Azione : Inerzia diaframmi laterali +
			D2 : 100 Azione : Inerzia diaframma centrale +
			D2 :da 101 a 102 Azione : Inerzia diaframmi laterali +
			D2 :da 104 a 105 Azione : Inerzia diaframmi laterali +
			D2 :da 104 a 105 Azione : Spinta WOOD +
			D2 : 106 Azione : Inerzia diaframma centrale +
			D2 : 107 Azione : Inerzia diaframmi laterali +

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
14	Qk	CDC=Qk (variabile generico) SISMA X-	D2 : 78 Azione : Inerzia diaframma centrale -
			D2 : 79 Azione : Inerzia cordoli laterali -
			D2 : 80 Azione : Inerzia cordolo centrale -
			D2 : 81 Azione : Inerzia cordoli laterali -
			D2 : 81 Azione : Spinta WOOD -
			D2 :da 82 a 83 Azione : Inerzia terreno SOL -
			D2 :da 82 a 83 Azione : Inerzia SOLETTONE -
			D2 : 84 Azione : Inerzia diaframmi laterali -
			D2 : 85 Azione : Inerzia diaframma centrale -
			D2 :da 86 a 87 Azione : Inerzia diaframmi laterali -
			D2 : 91 Azione : Inerzia diaframmi laterali -
			D2 : 92 Azione : Inerzia diaframma centrale -
			D2 : 93 Azione : Inerzia diaframmi laterali -
			D2 : 94 Azione : Inerzia diaframma centrale -
			D2 : 95 Azione : Spinta WOOD -
			D2 : 95 Azione : Inerzia diaframmi laterali -
			D2 : 96 Azione : Inerzia diaframma centrale -
			D2 :da 97 a 98 Azione : Spinta WOOD -
			D2 :da 97 a 99 Azione : Inerzia diaframmi laterali -
			D2 : 100 Azione : Inerzia diaframma centrale -
			D2 :da 101 a 102 Azione : Spinta WOOD -
			D2 :da 101 a 102 Azione : Inerzia diaframmi laterali -
			D2 :da 104 a 105 Azione : Inerzia diaframmi laterali -
			D2 : 106 Azione : Inerzia diaframma centrale -
			D2 : 107 Azione : Spinta WOOD -
			D2 : 107 Azione : Inerzia diaframmi laterali -
15	Qk	CDC=Qk (variabile generico) SISMA VERT	D2 :da 82 a 83 Azione : Inerzia SOLETTONE vert
			D2 :da 82 a 83 Azione : Inerzia terreno SOL vert

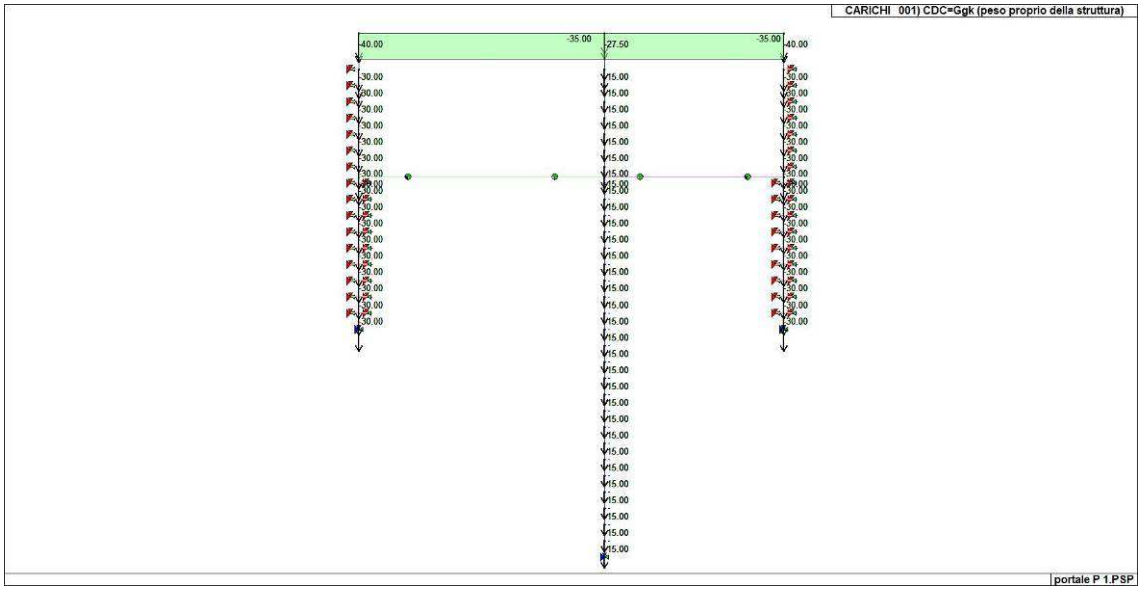


Figura 16. *Caso di carico CDC 1 (peso proprio della struttura)*

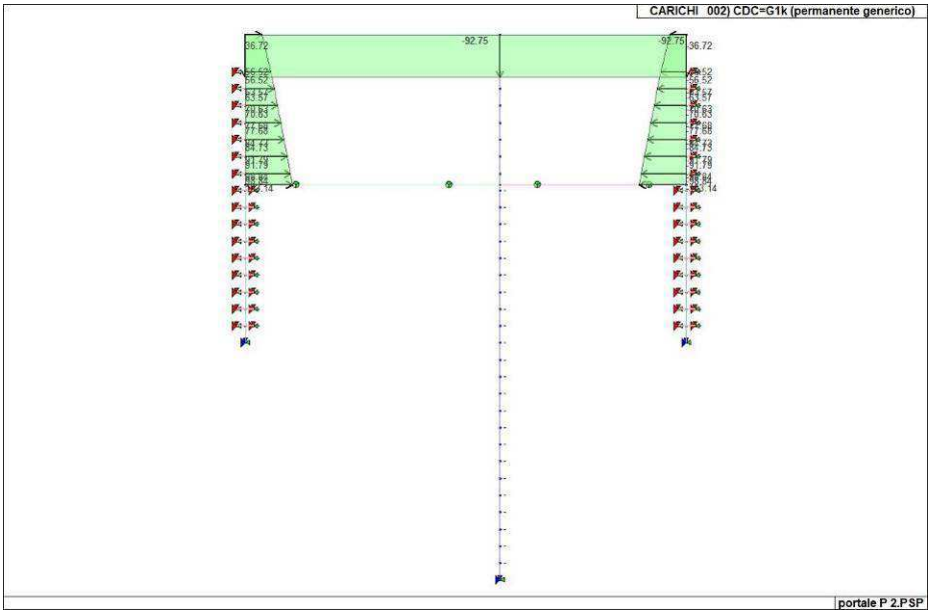


Figura 17. *Caso di carico CDC 2 (permanente generico)*

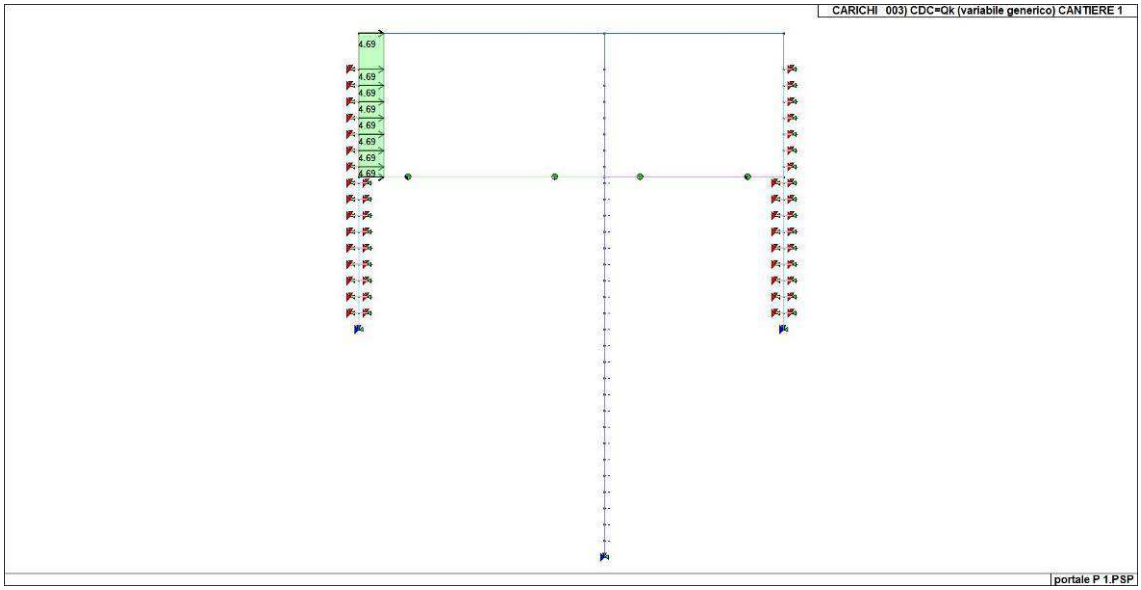


Figura 18. *Caso di carico CDC 3 (Cantiere 1)*

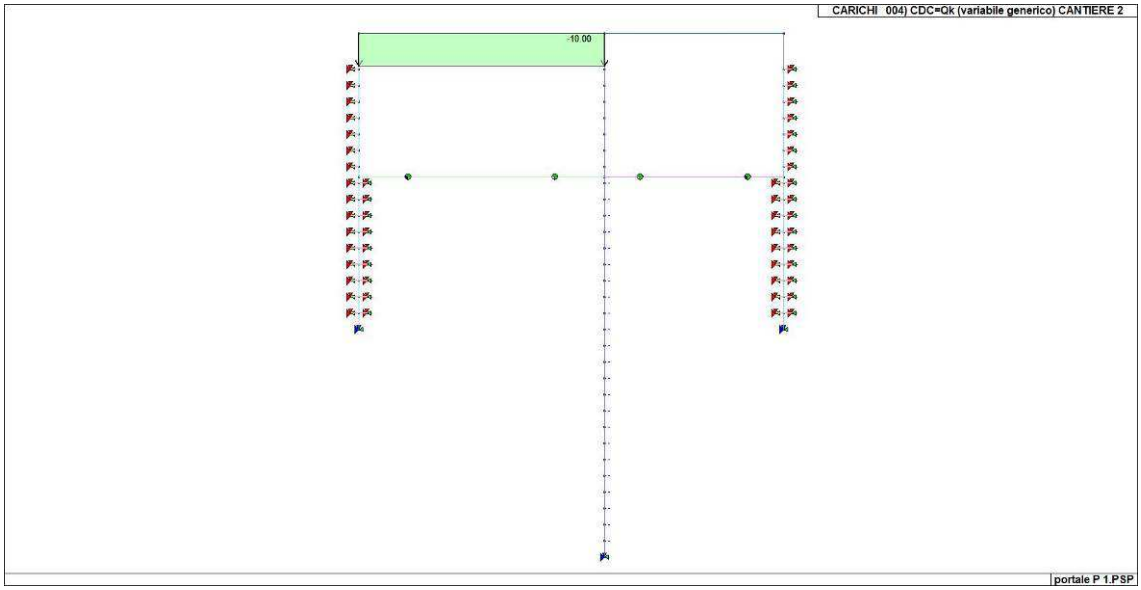


Figura 19. *Caso di carico CDC 4 (Cantiere 2)*

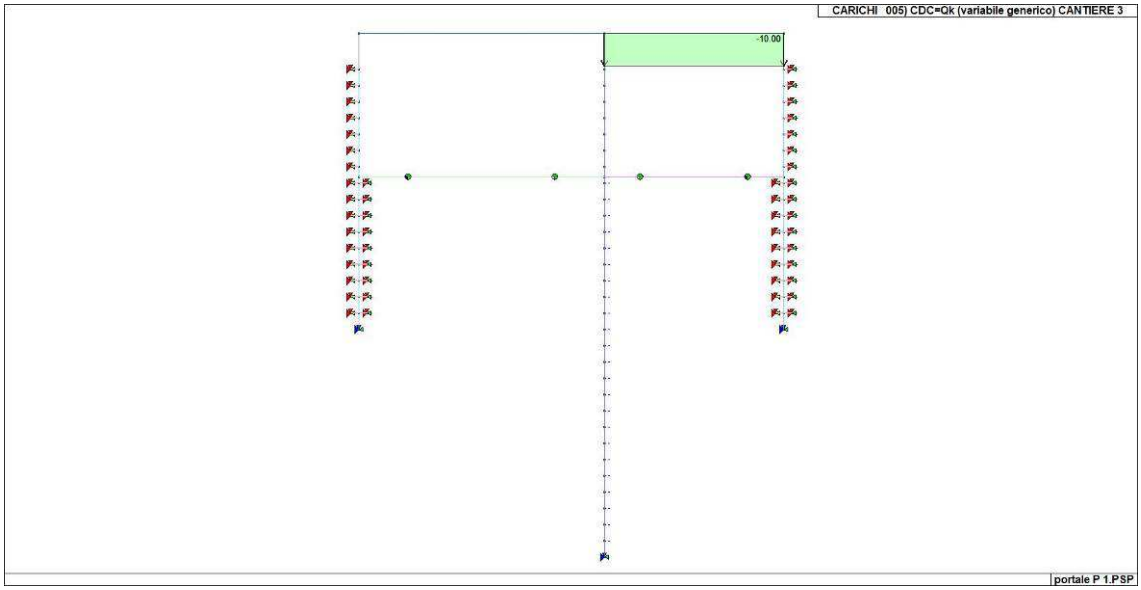


Figura 20. *Caso di carico CDC 5 (Cantiere 3)*

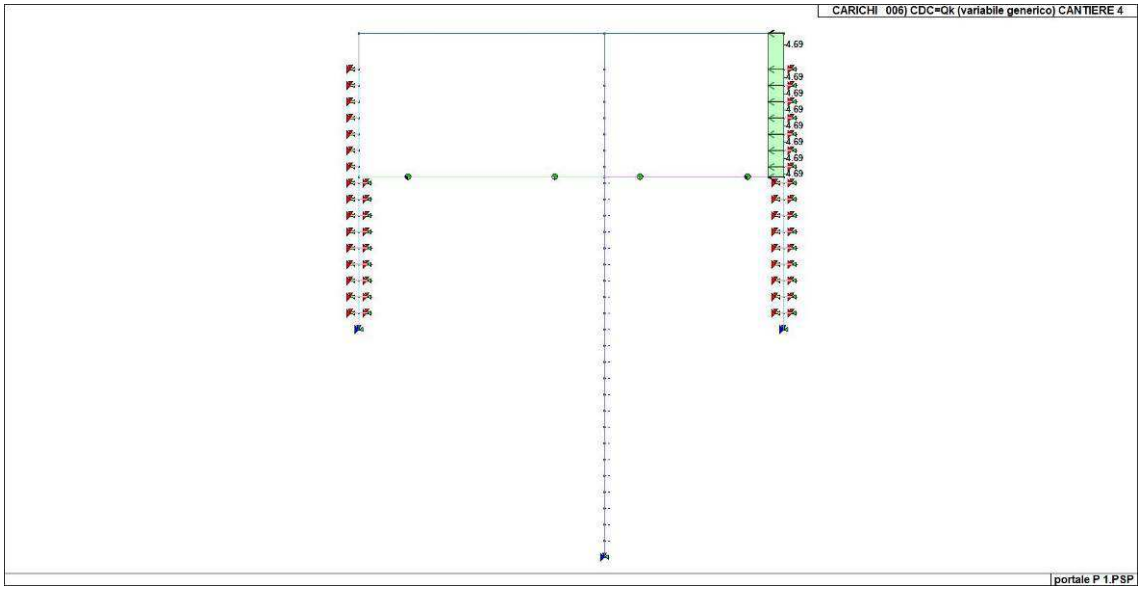


Figura 21. *Caso di carico CDC 6 (Cantiere 4)*

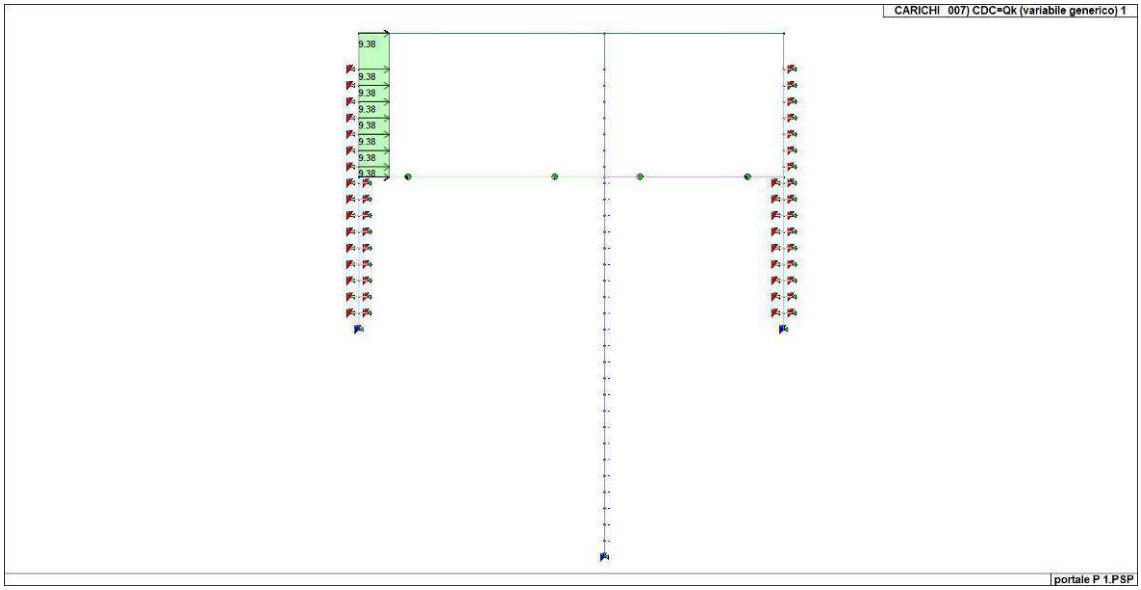


Figura 22. *Caso di carico CDC 7 (Accidentale 1)*

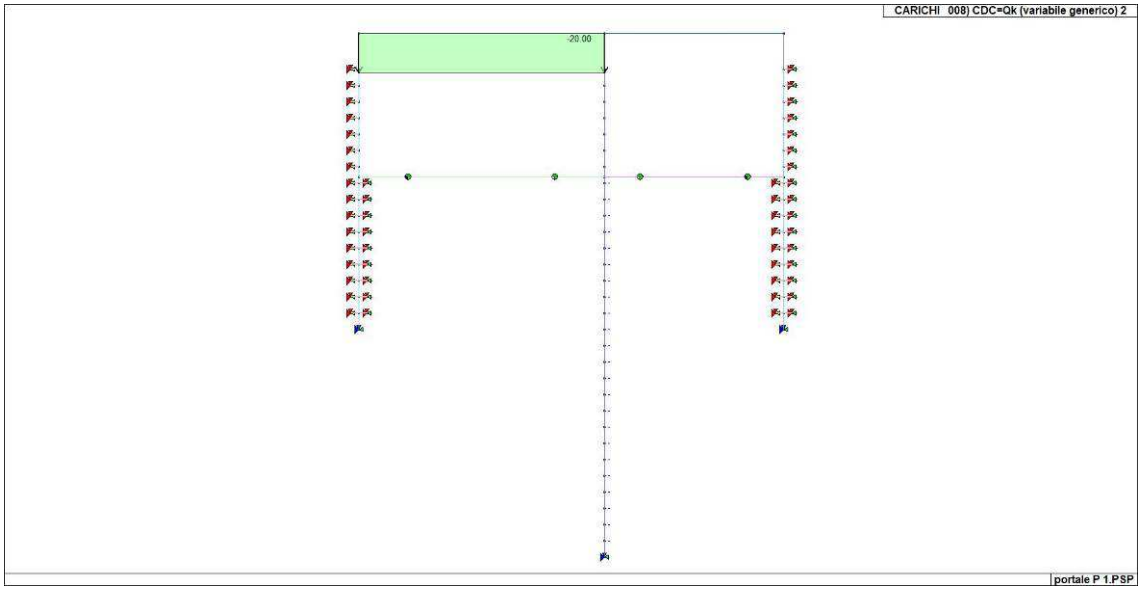


Figura 23. *Caso di carico CDC 8 (Accidentale 2)*

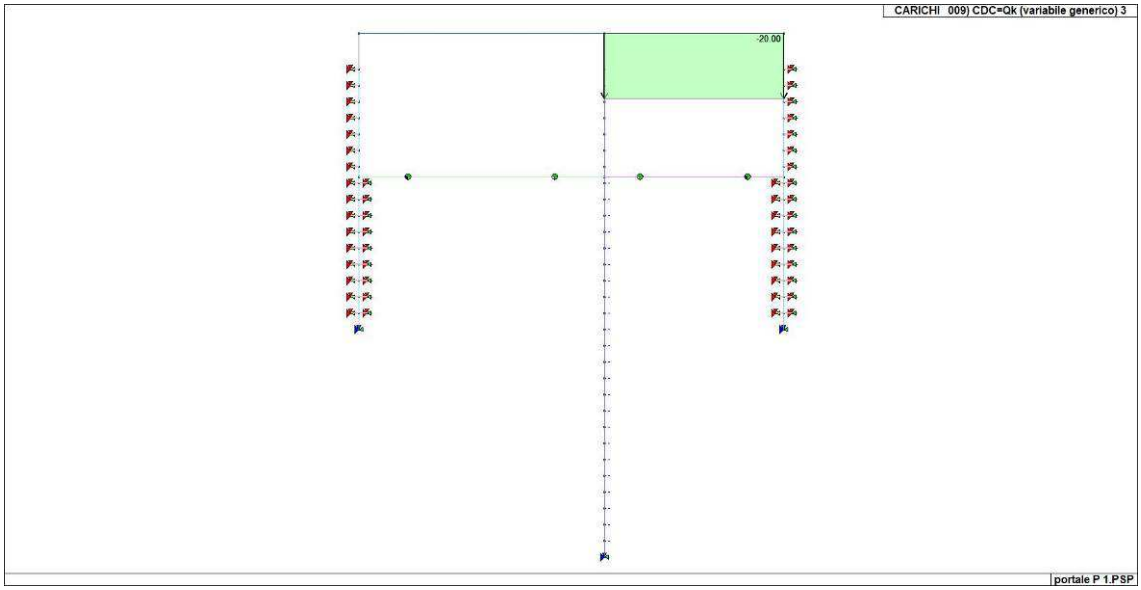


Figura 24. *Caso di carico CDC 9 (Accidentale 3)*

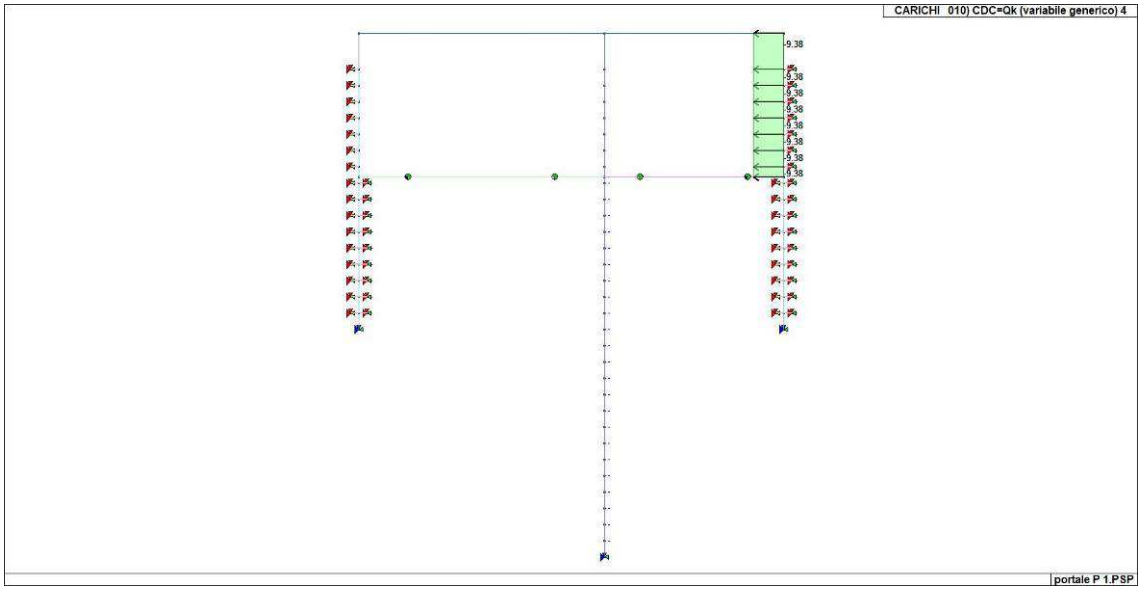


Figura 25. *Caso di carico CDC 10 (Accidentale 4)*

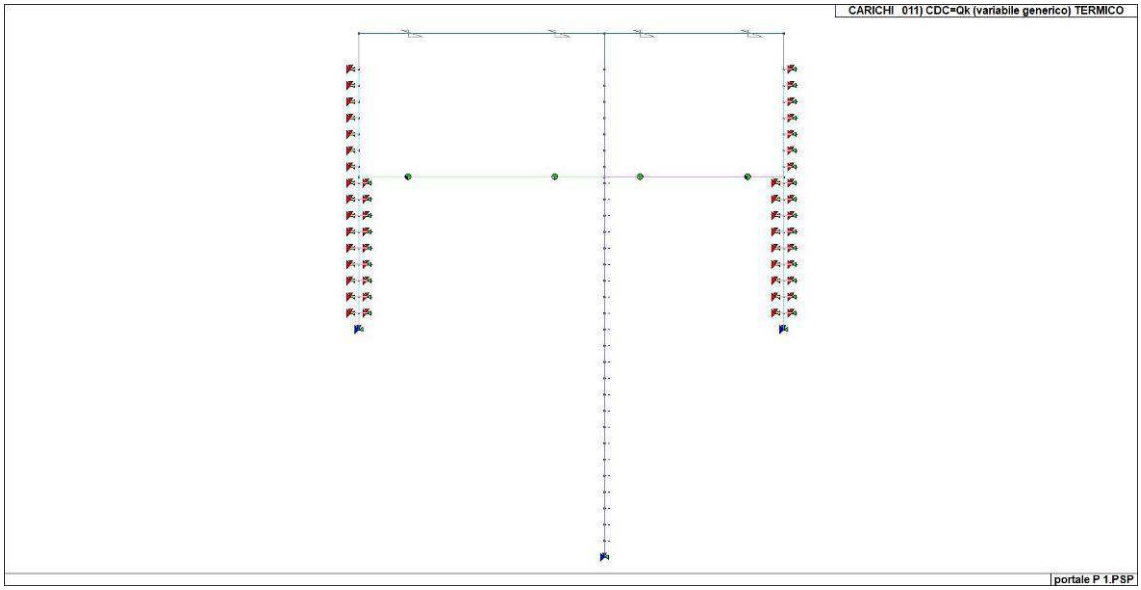


Figura 26. *Caso di carico CDC 11 (Termico)*

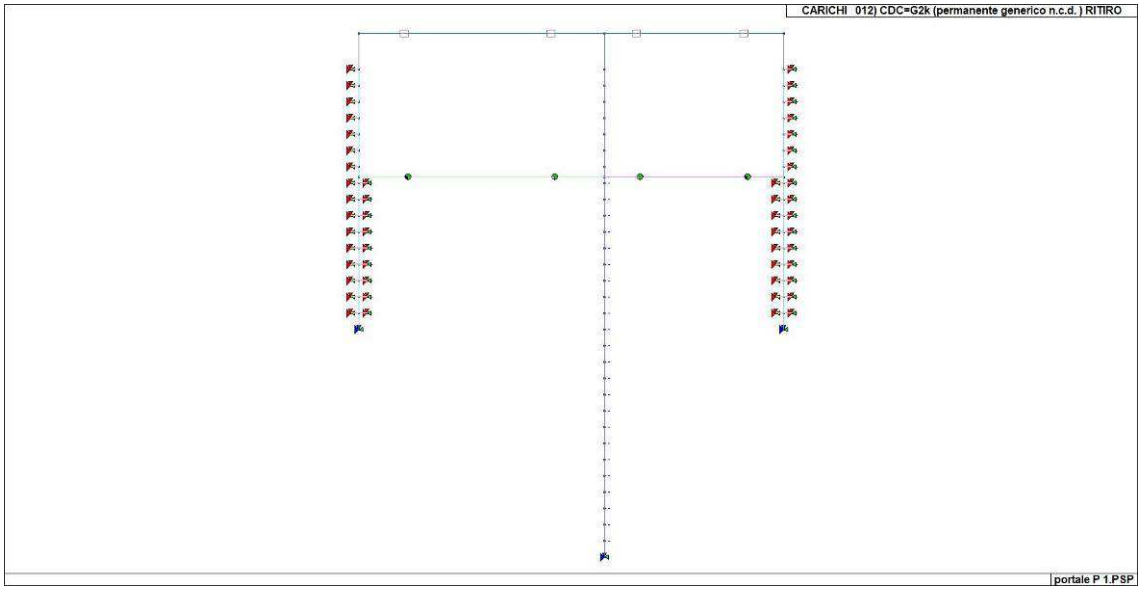


Figura 27. *Caso di carico CDC 12 (Ritiro)*

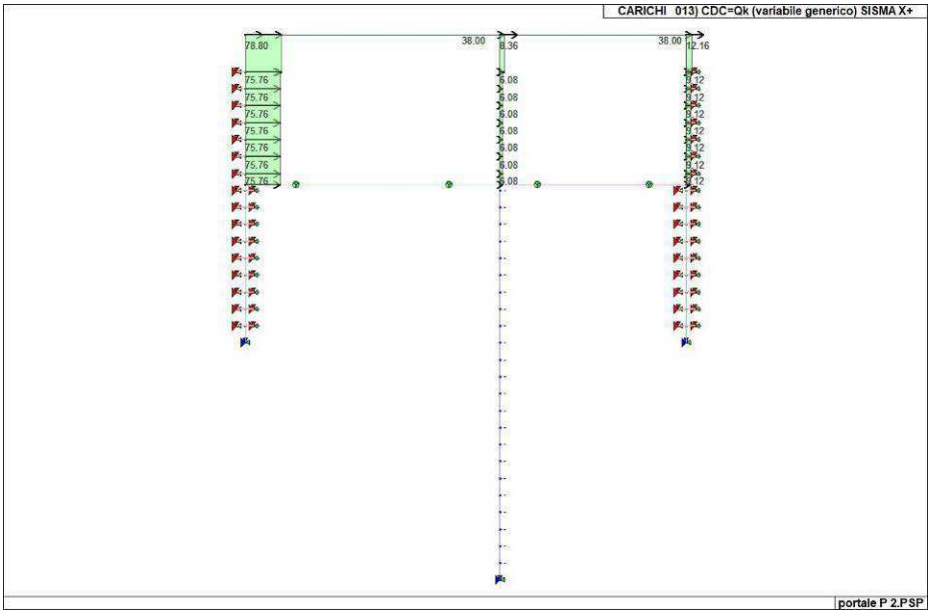


Figura 28. *Caso di carico CDC 13 (Sisma X+)*

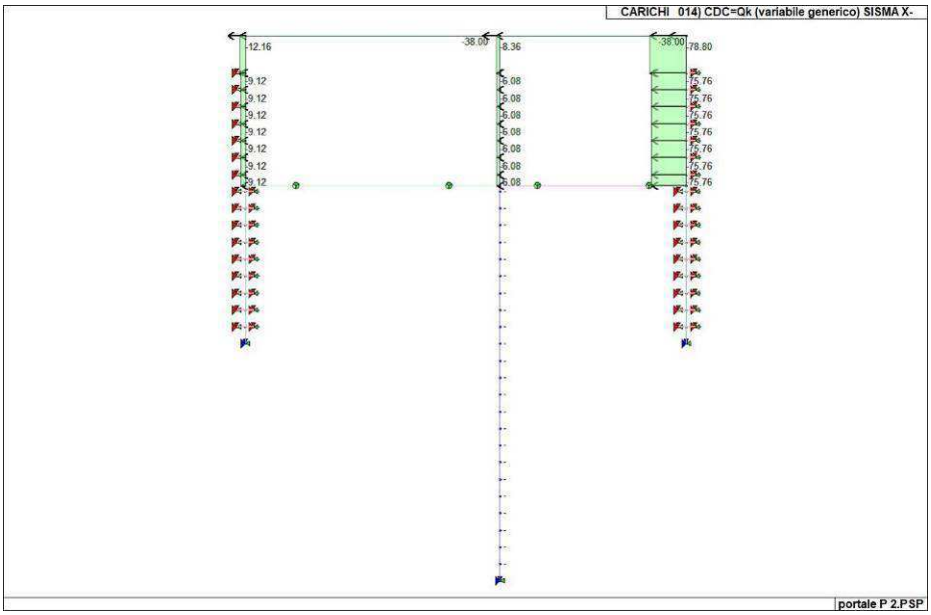


Figura 29. *Caso di carico CDC 14 (Sisma X-)*

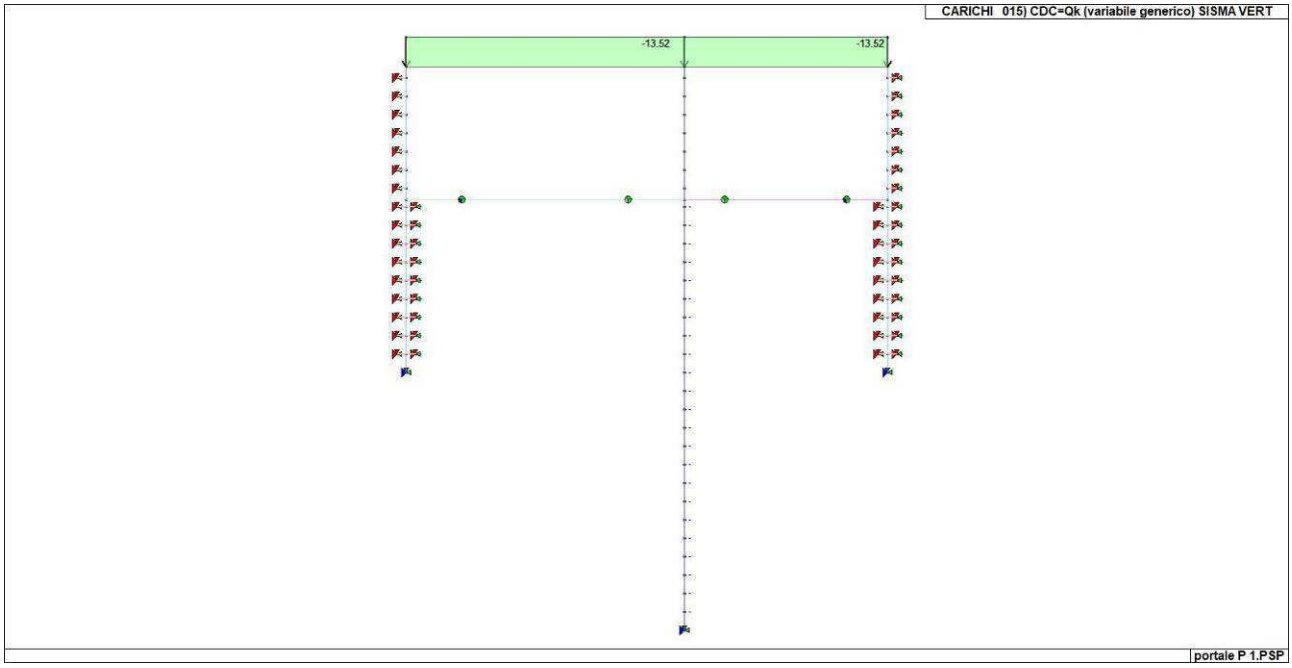


Figura 30. *Caso di carico CDC 15 (Sisma verticale)*

9.5 Definizione delle combinazioni Fase 1

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La tabella riporta il *peso nella combinazione*, assunto per ogni caso di carico.

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
2	1.35	1.35	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
3	1.35	1.35	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
4	1.35	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
5	1.35	1.35	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
6	1.35	1.35	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
7	1.35	1.35	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
8	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
9	1.00	1.00	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
10	1.00	1.00	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
11	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
12	1.00	1.00	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
13	1.00	1.00	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
14	1.00	1.00	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0													
15	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
16	1.35	1.35	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
17	1.35	1.35	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
18	1.35	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
19	1.35	1.35	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
20	1.35	1.35	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
21	1.35	1.35	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
22	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
23	1.00	1.00	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
24	1.00	1.00	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
25	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
26	1.00	1.00	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
27	1.00	1.00	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													
28	1.00	1.00	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0													

9.6 Risultati Fase 1

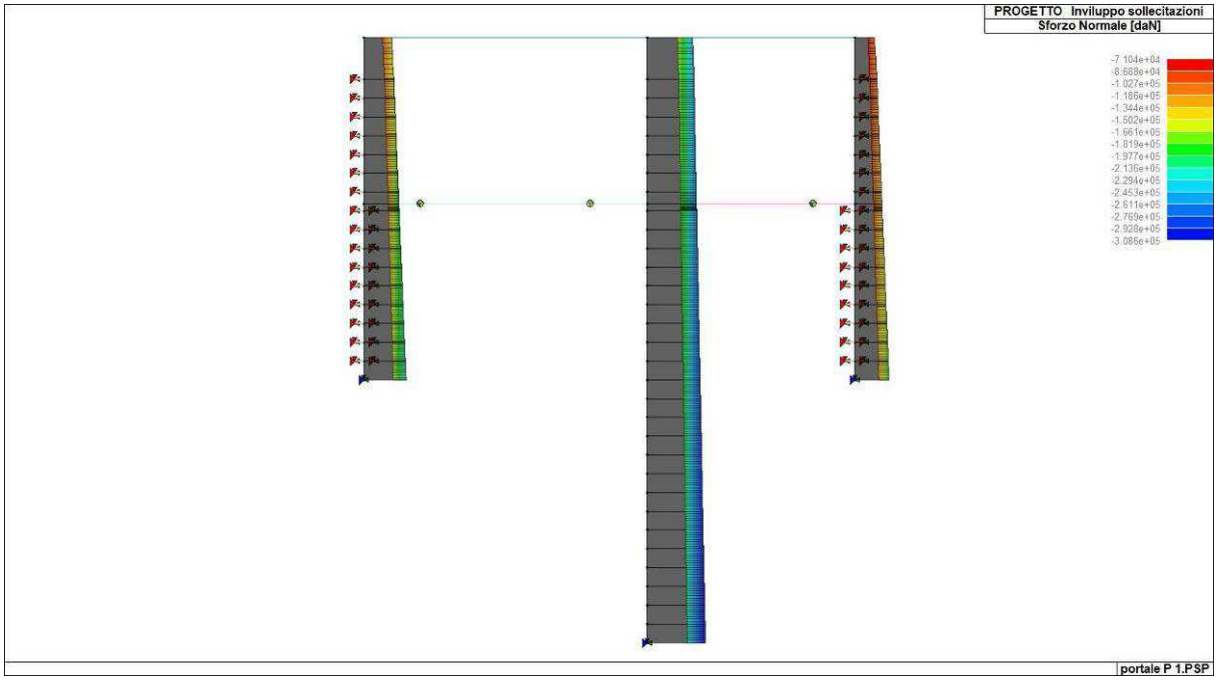


Figura 31. *Inviluppo dello sforzo normale di diaframmi e piedritti*

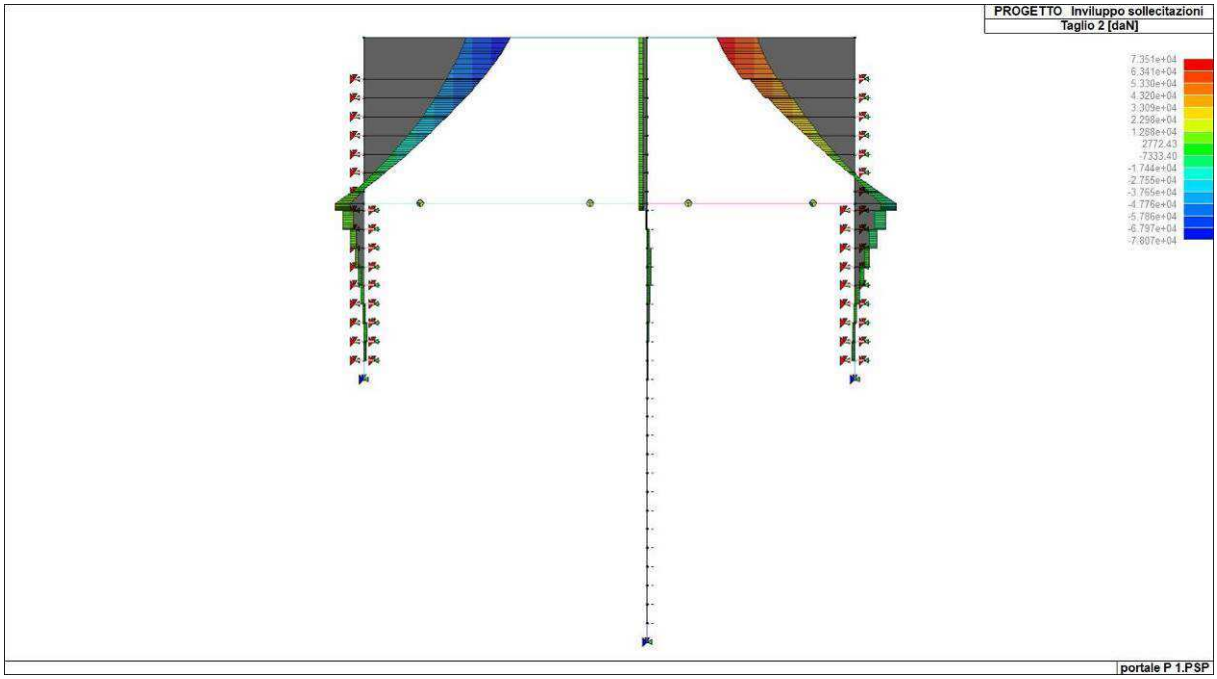


Figura 32. *Inviluppo del taglio di diaframmi e piedritti*

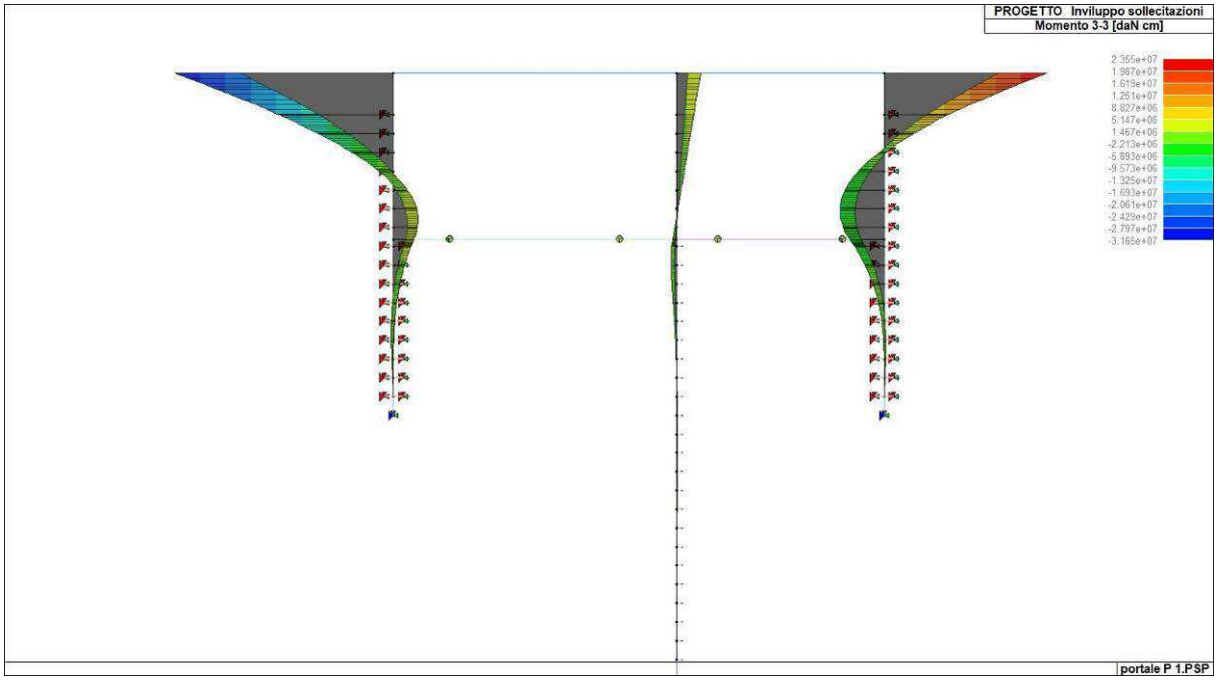


Figura 33. *Inviluppo del momento flettente di diaframmi e piedritti*

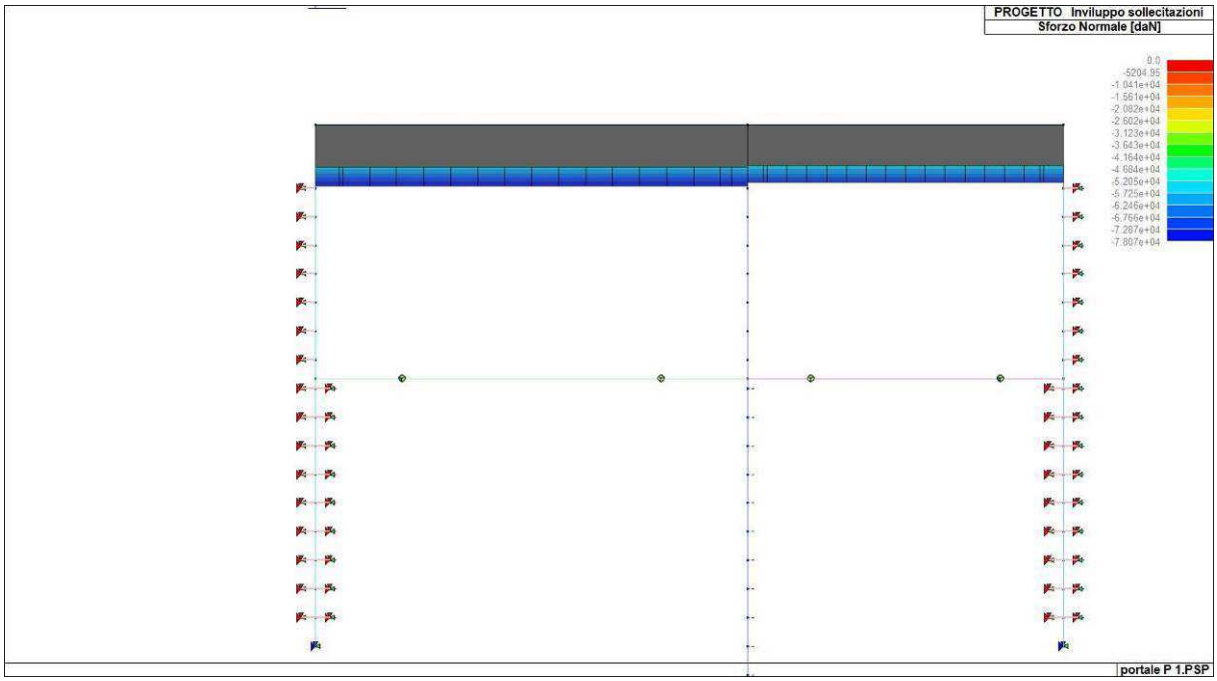


Figura 34. *Inviluppo dello sforzo normale del solettone di copertura*

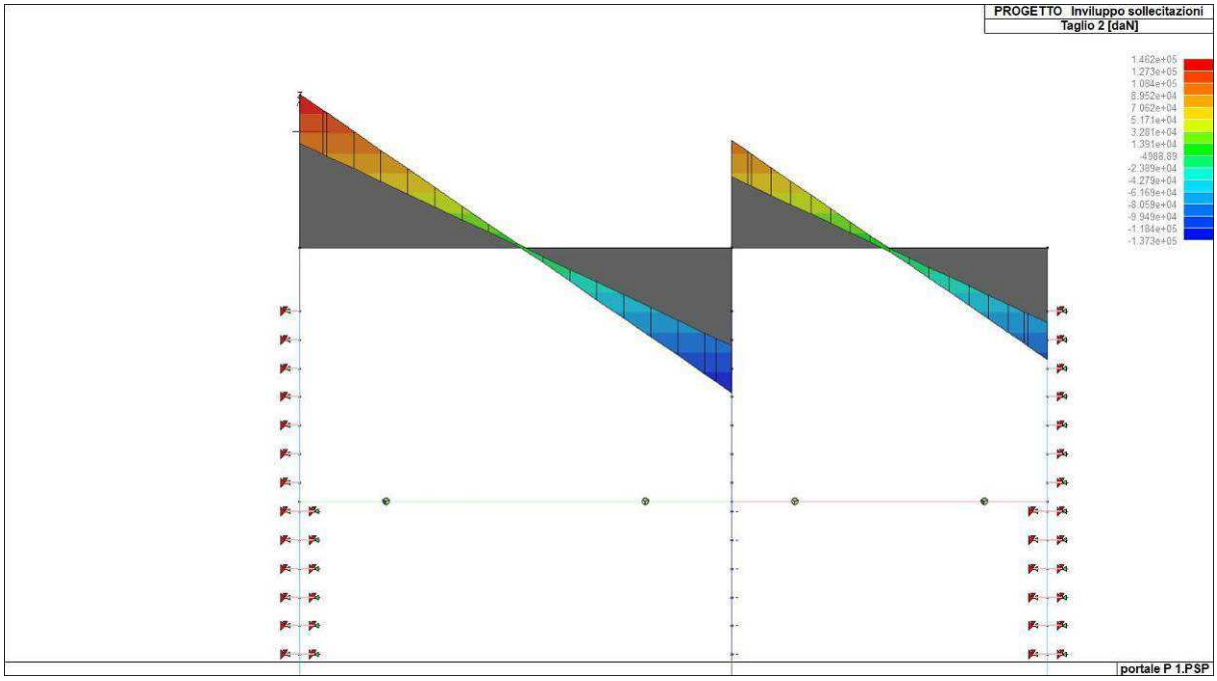


Figura 35. *Inviluppo del taglio del solettone di copertura*

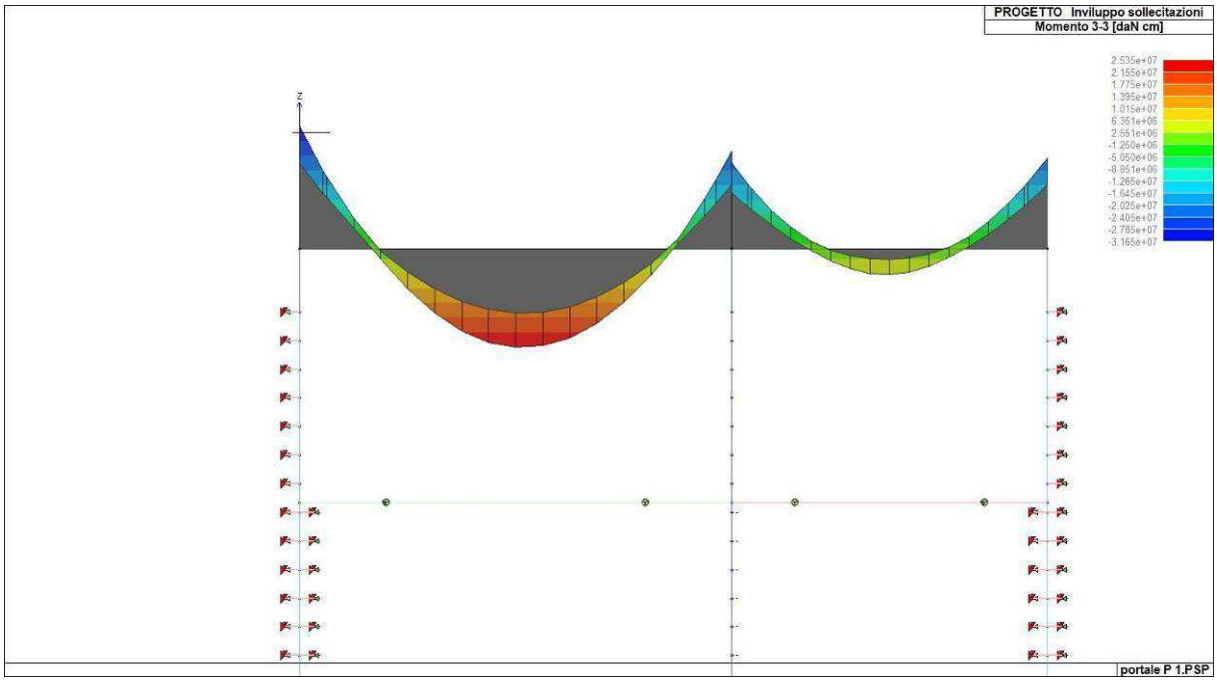


Figura 36. *Inviluppo del momento flettente del solettone di copertura*

9.7 Definizione delle combinazioni Fase 2

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La tabella riporta il *peso nella combinazione*, assunto per ogni caso di carico.

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
2	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
3	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
4	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
5	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
6	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
7	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
8	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	-0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
9	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	-0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
10	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	-0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
11	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
12	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	-0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
13	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	-0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
14	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	-0.90	1.50	0.0	0.0
	0.0													
15	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
16	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
17	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
18	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0													
19	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
20	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
21	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
22	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
23	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	-1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
24	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	0.0	-1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
25	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
26	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	-1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
27	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	0.0	-1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
28	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	0.0	0.0	-1.50	1.50	0.0	0.0
	0.0													
29	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
30	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
31	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
32	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
33	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
34	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
35	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
36	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	-0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
37	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	-0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
38	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	-0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
39	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	-0.90	1.00	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0													
40	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	-0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
41	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	-0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
42	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	-0.90	1.00	0.0	0.0
	0.0													
43	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
44	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
45	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	0.0	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
46	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	0.0	0.0	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
47	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
48	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	0.0	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
49	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	0.0	0.0	1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
50	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
51	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	-1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
52	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	0.0	-1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
53	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	0.0	0.0	-1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
54	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	-1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
55	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	0.0	-1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
56	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	0.0	0.0	-1.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
57	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.50	0.0	1.00	0.0
	0.30													
58	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.50	0.0	1.00	0.0
	0.30													
59	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	0.50	0.0	1.00	0.0
	0.30													
60	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.50	0.0	0.0	1.00

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.30													
61	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.50	0.0	0.0	1.00
	0.30													
62	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	0.50	0.0	0.0	1.00
	0.30													
63	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.50	0.0	0.30	0.0
	1.00													
64	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.50	0.0	0.30	0.0
	1.00													
65	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	0.50	0.0	0.30	0.0
	1.00													
66	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.50	0.0	0.0	0.30
	1.00													
67	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.50	0.0	0.0	0.30
	1.00													
68	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	0.50	0.0	0.0	0.30
	1.00													
69	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	-0.50	0.0	1.00	0.0
	0.30													
70	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	-0.50	0.0	1.00	0.0
	0.30													
71	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	-0.50	0.0	1.00	0.0
	0.30													
72	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	-0.50	0.0	0.0	1.00
	0.30													
73	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	-0.50	0.0	0.0	1.00
	0.30													
74	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	-0.50	0.0	0.0	1.00
	0.30													
75	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	-0.50	0.0	0.30	0.0
	1.00													
76	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	-0.50	0.0	0.30	0.0
	1.00													
77	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	-0.50	0.0	0.30	0.0
	1.00													
78	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	-0.50	0.0	0.0	0.30
	1.00													
79	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	-0.50	0.0	0.0	0.30
	1.00													
80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	-0.50	0.0	0.0	0.30
	1.00													
81	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0													
82	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
83	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
84	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
85	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
86	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
87	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
88	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
89	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
90	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
91	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
92	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	-0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
93	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	-0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
94	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.60	1.00	0.0	0.0
	0.0													
95	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
96	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
97	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
98	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
99	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
100	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
101	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
102	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	-1.00	1.00	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0													
103	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	-1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
104	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	-1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
105	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
106	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80	-1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
107	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80	0.0	-1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
108	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80	0.80	0.0	0.0	-1.00	1.00	0.0	0.0
	0.0													
109	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
110	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
111	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
112	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
113	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
114	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
115	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
116	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	-0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
117	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	-0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
118	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	-0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
119	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	-0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
120	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	-0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
121	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	-0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													
122	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.20	0.0	0.0	-0.50	1.00	0.0	0.0
	0.0													

9.8 Risultati Fase 2

9.8.1 Combinazione più gravosa diaframmi

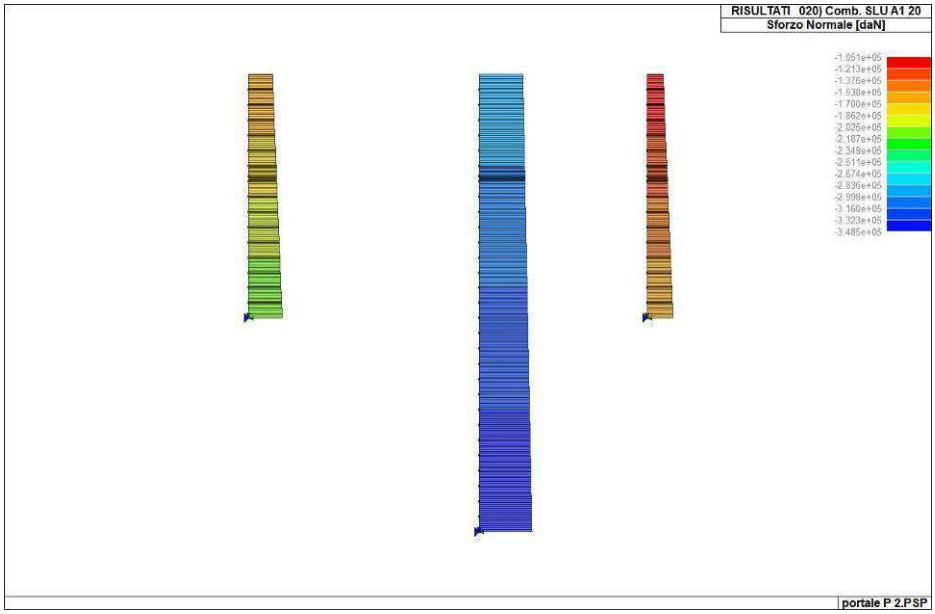


Figura 37. *Sforzo normale diaframmi (combinazione 20)*

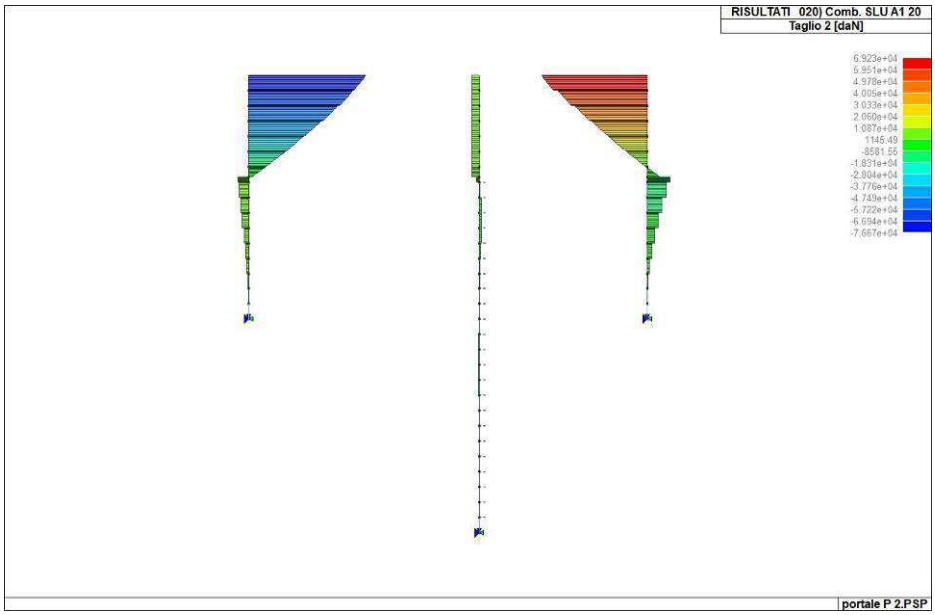


Figura 38. T*aglio diaframmi (combinazione 20)*

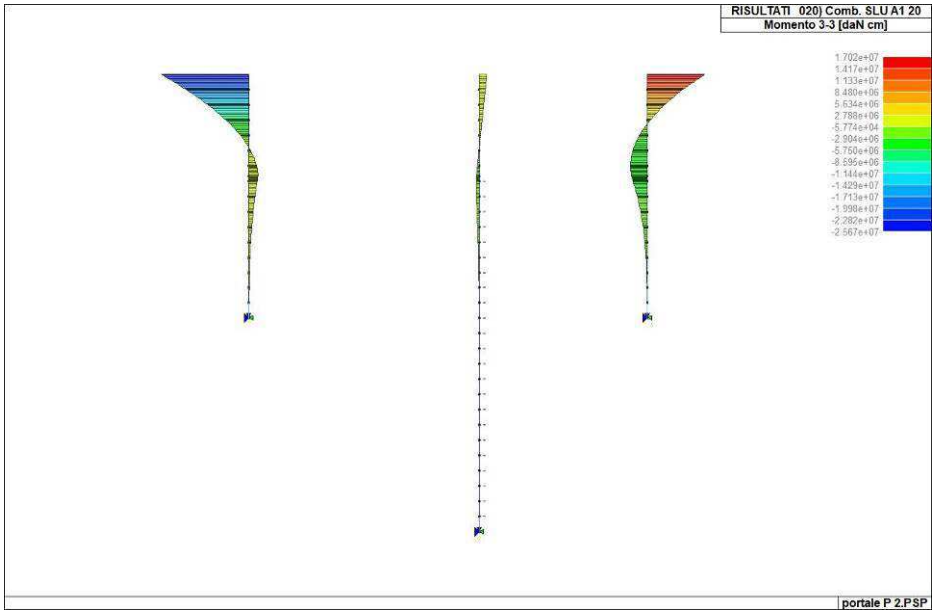


Figura 39. *Momento flettente massimo diaframmi (combinazione 20)*

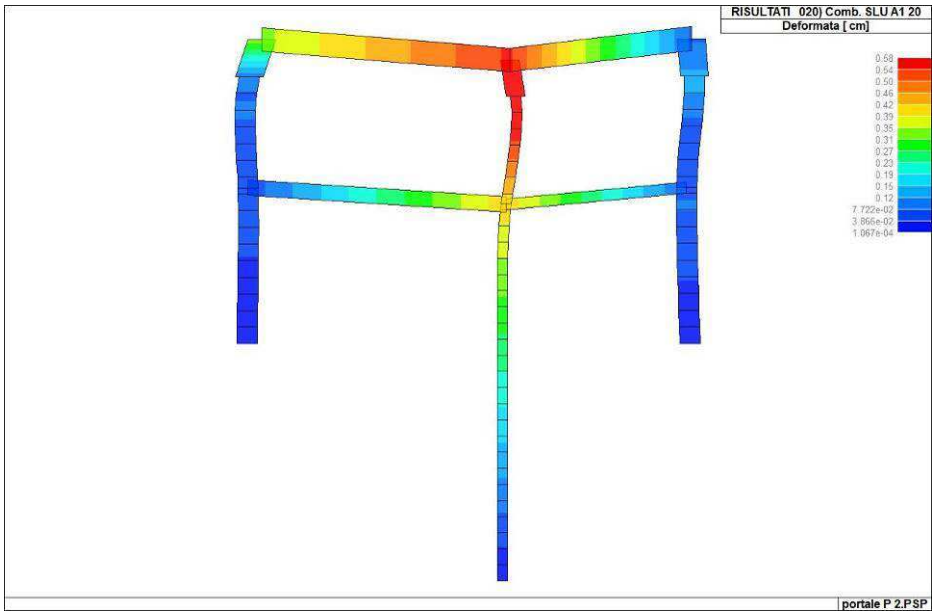


Figura 40. *Deformata (combinazione 20)*

9.8.2 Combinazione più gravosa solettone di copertura

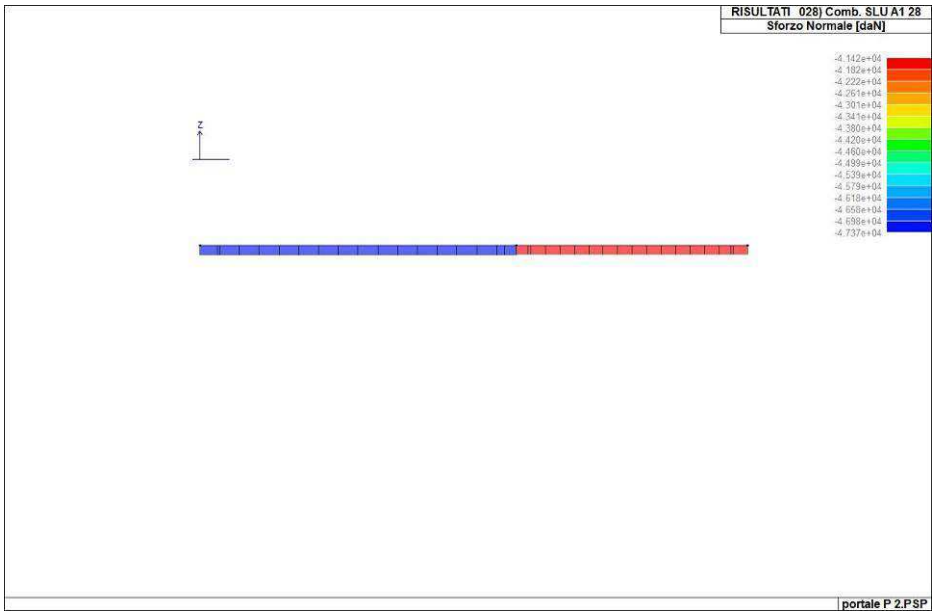


Figura 41. *Sforzo normale solettone di copertura (combinazione 28)*

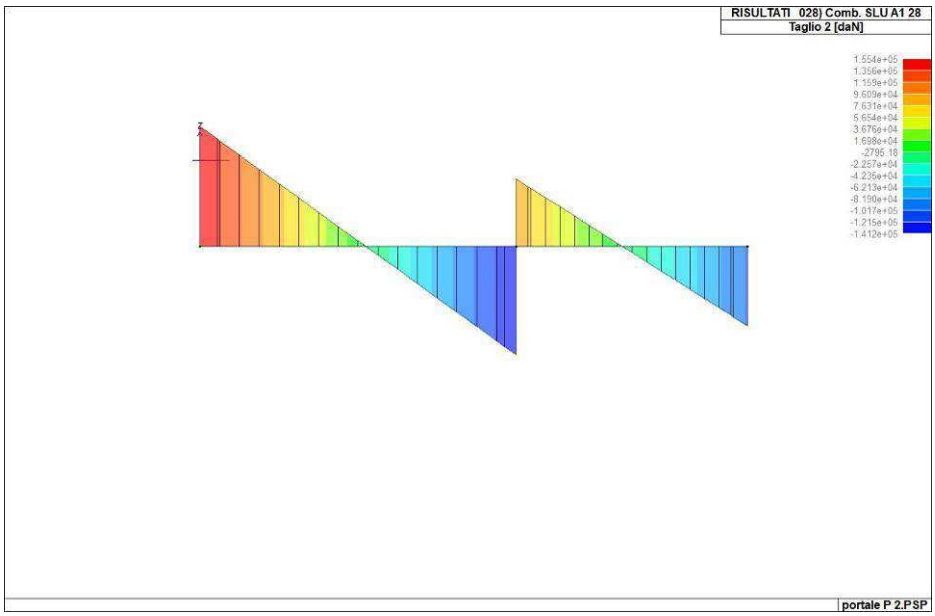


Figura 42. T*aglio solettone di copertura (combinazione 28)*

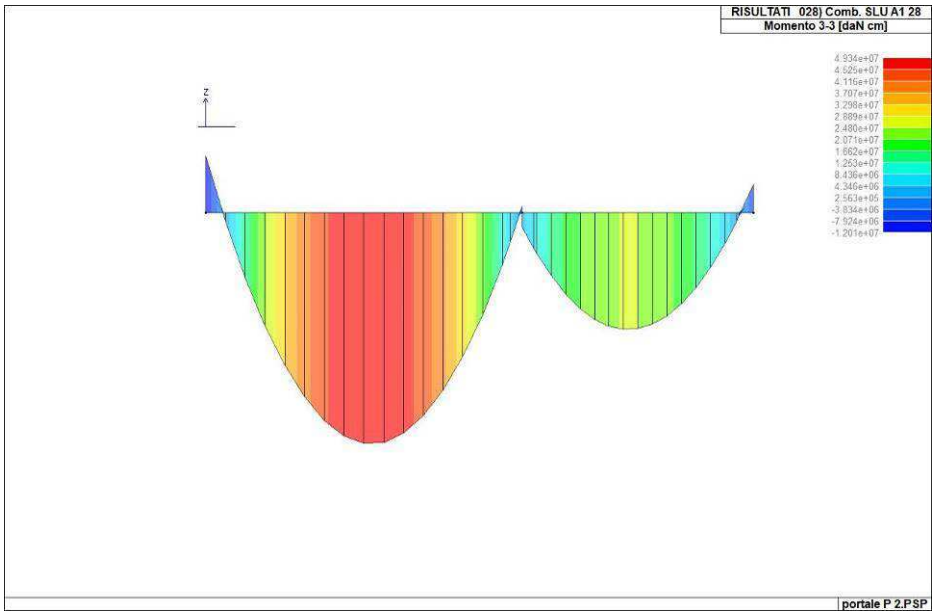


Figura 43. *Momento flettente massimo solettone di copertura (combinazione 28)*

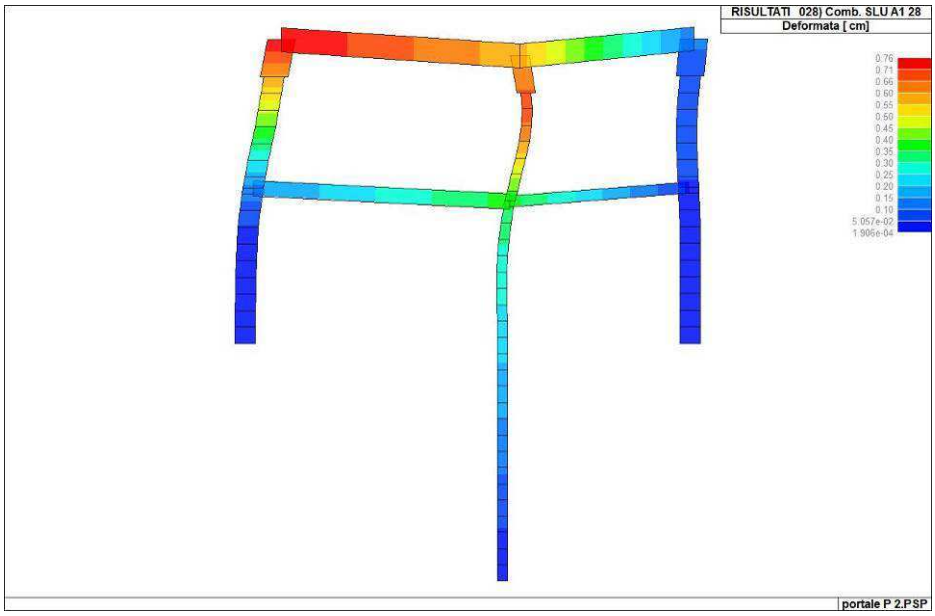


Figura 44. Deformata (combinazione 28)

Per la lettura di reazioni vincolari e sollecitazioni strutturali in tutte le combinazioni e casi di carico si rimanda ai tabulati di calcolo contenuti nell'allegato a questa relazione.

9.8.3 Inviluppo SLU

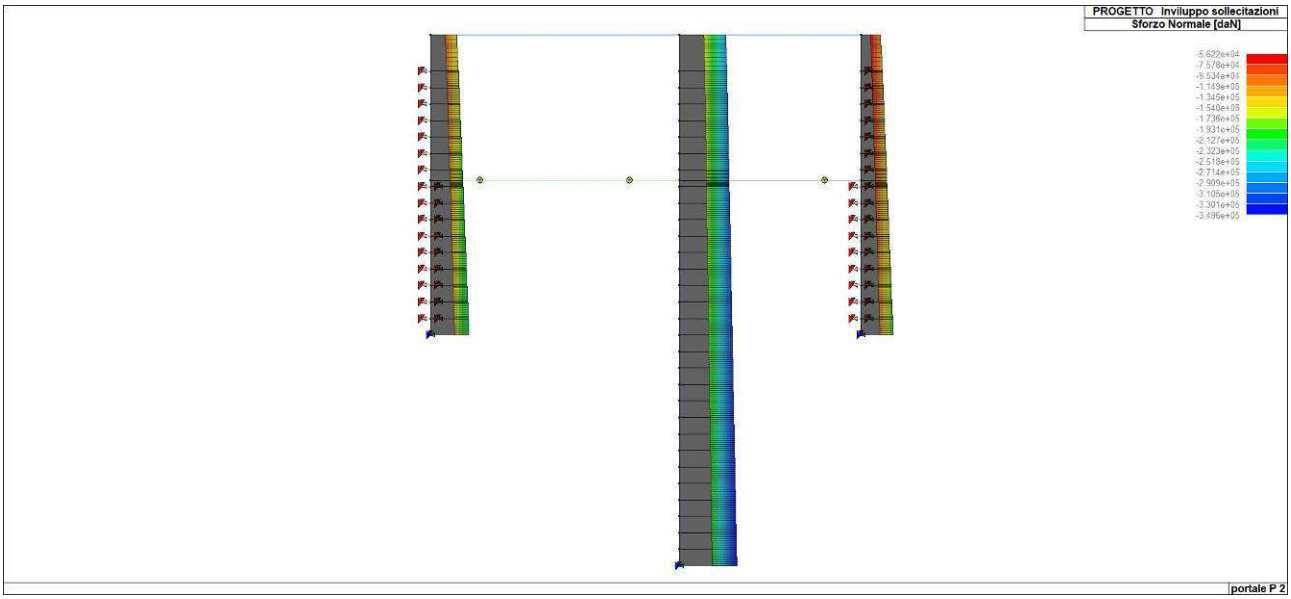


Figura 45. *Inviluppo dello sforzo normale di diaframmi e piedritti*

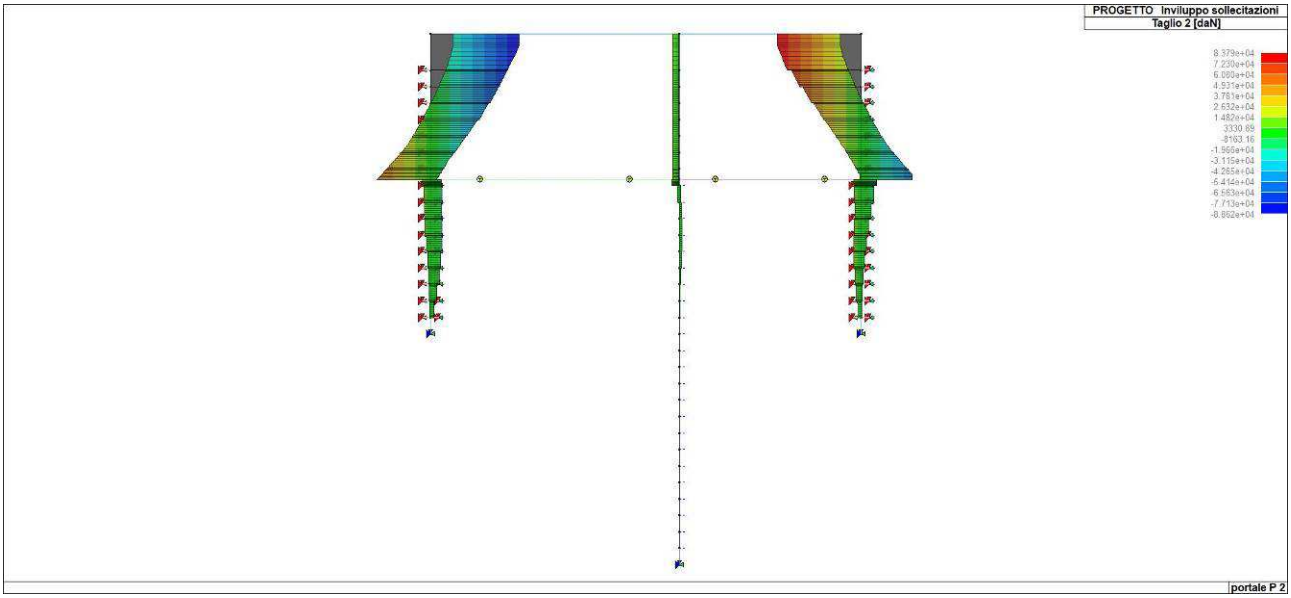


Figura 46. *Inviluppo del taglio di diaframmi e piedritti*

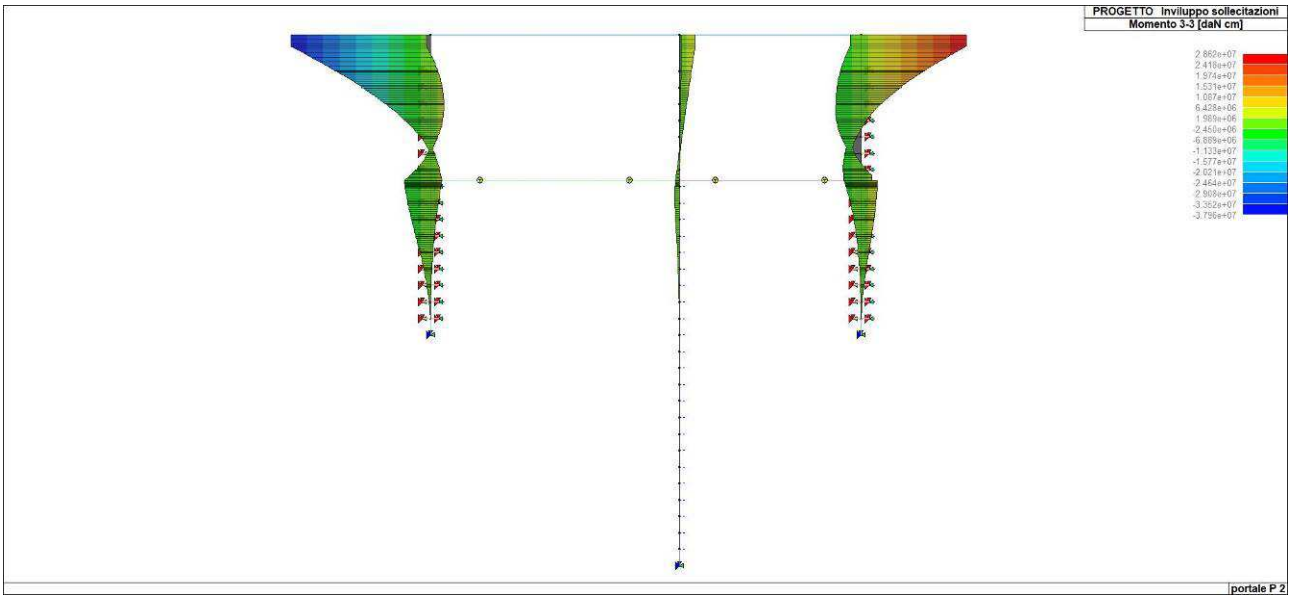


Figura 47. *Inviluppo del momento flettente di diaframmi e piedritti*

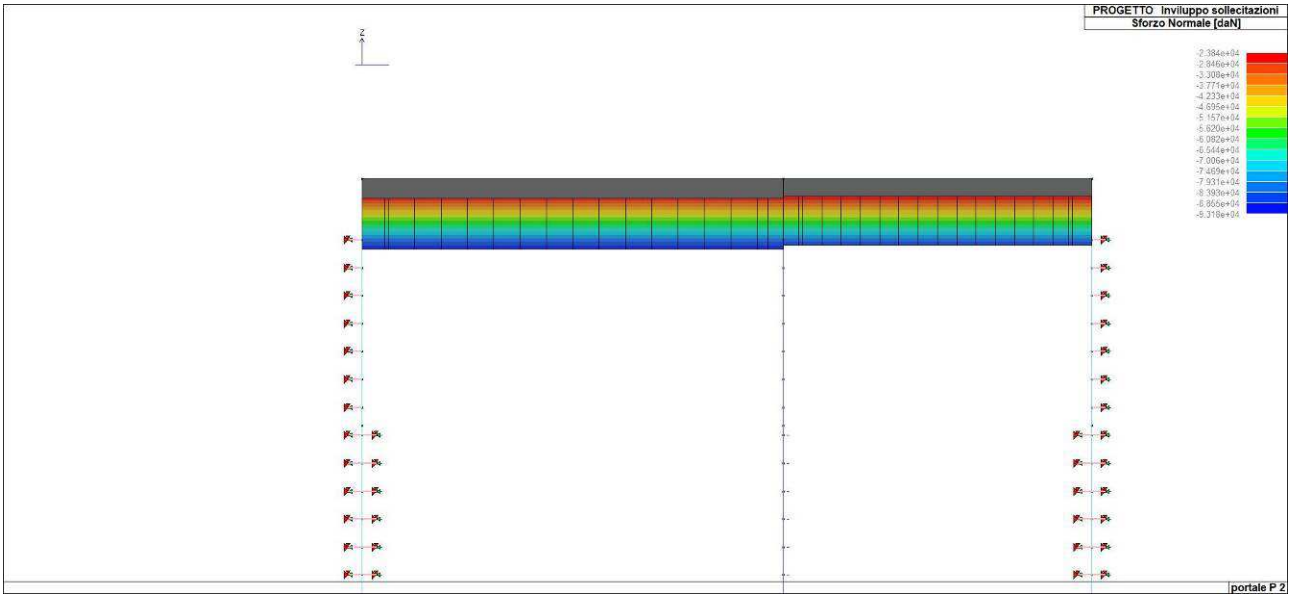


Figura 48. *Inviluppo dello sforzo normale del solettone di copertura*

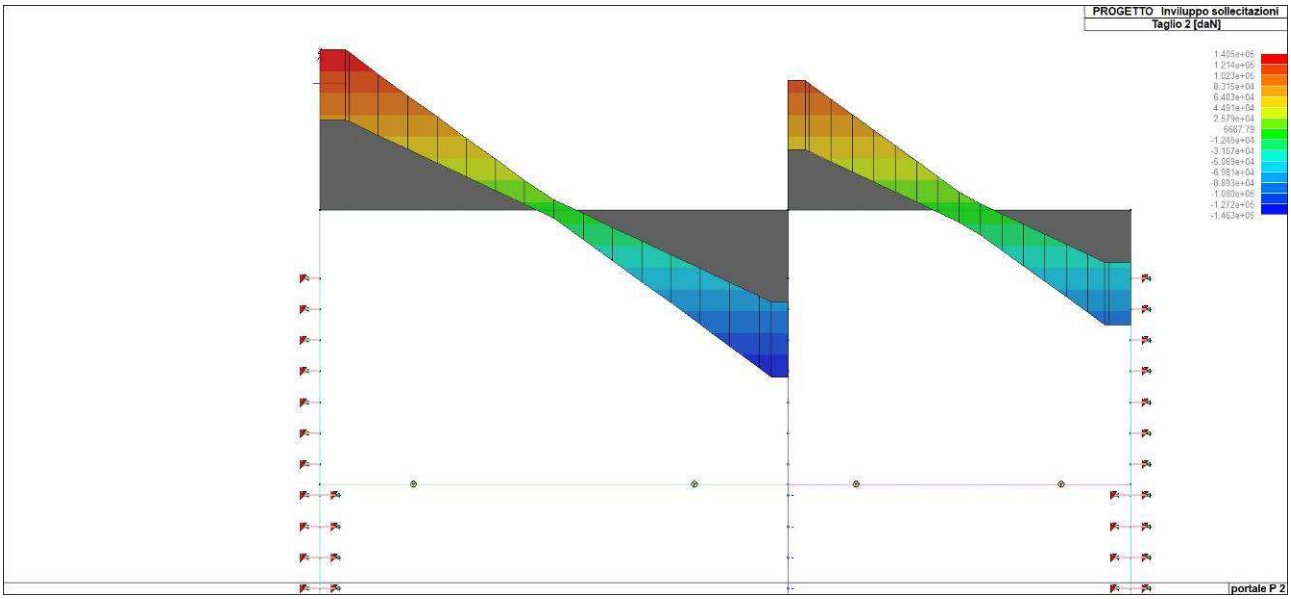


Figura 49. *Inviluppo del taglio del solettone di copertura*

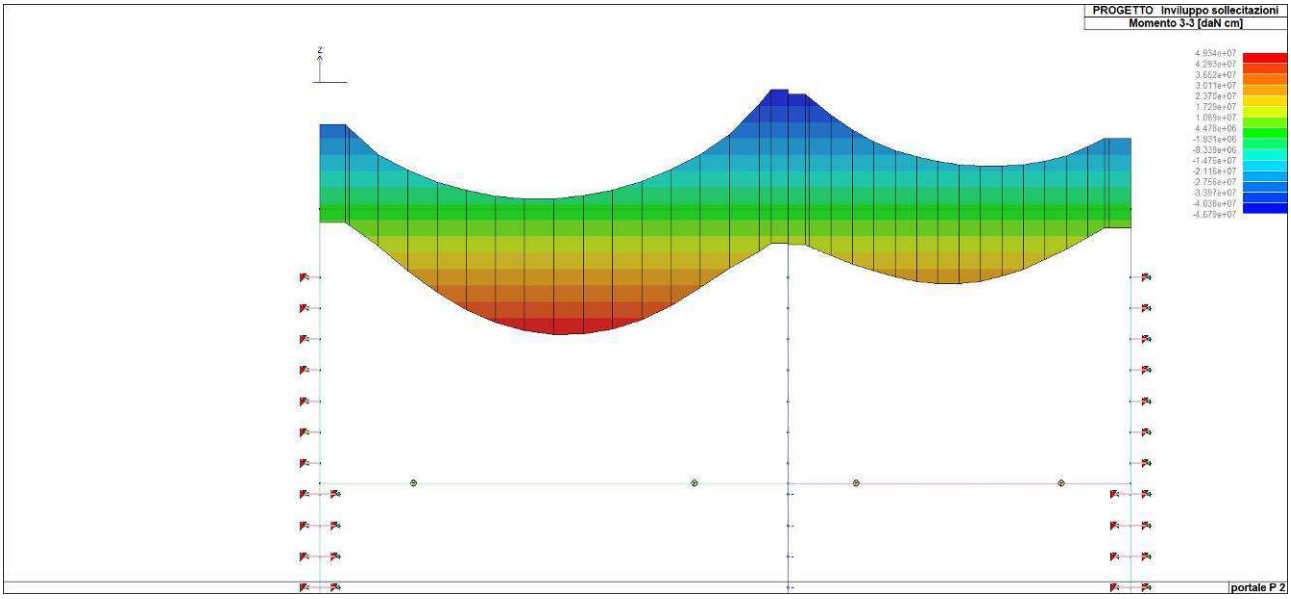


Figura 50. *Inviluppo del momento flettente del solettone di copertura*

9.8.4 Inviluppo SLV

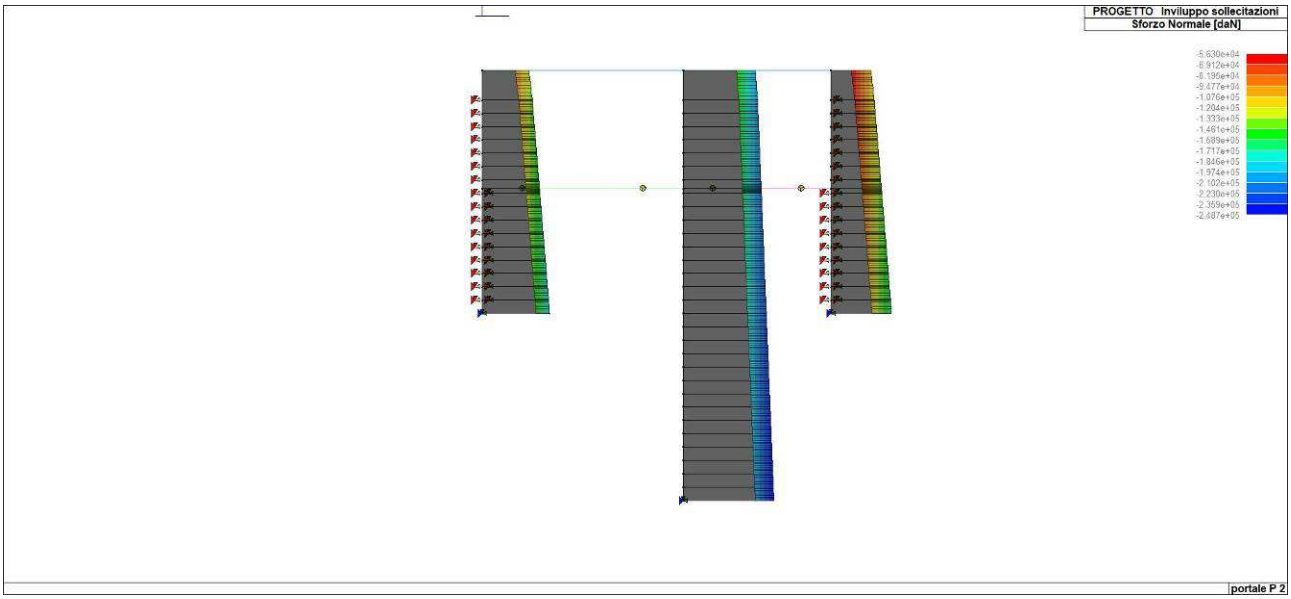


Figura 51. *Inviluppo dello sforzo normale di diaframmi e piedritti*

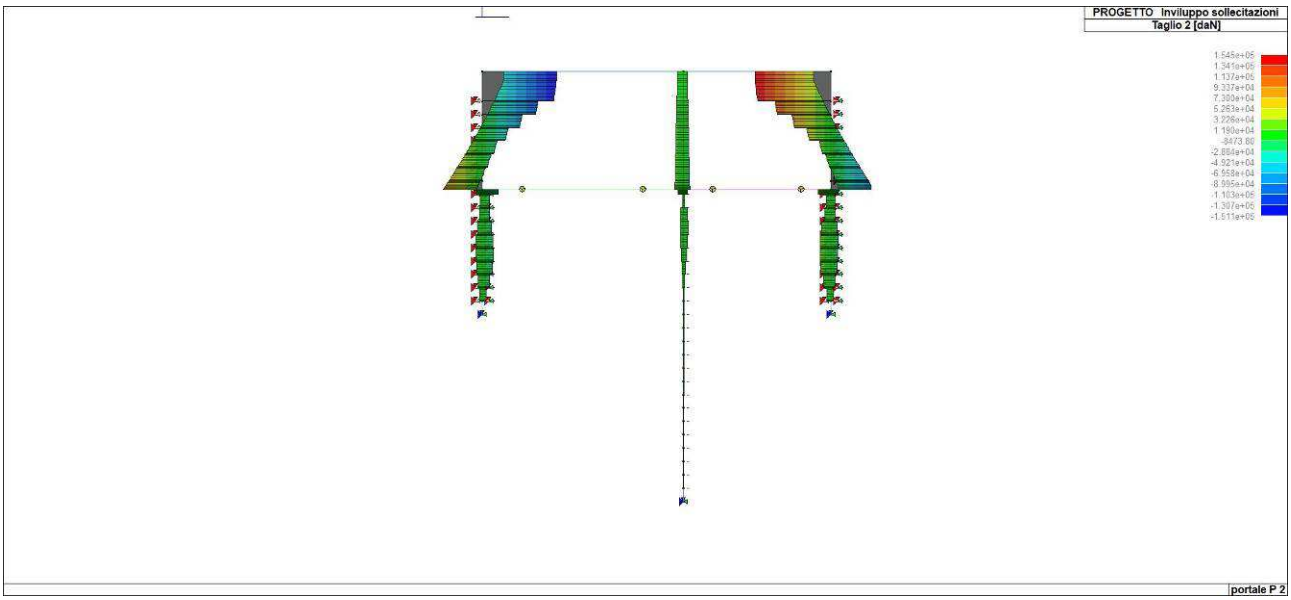


Figura 52. *Inviluppo del taglio di diaframmi e piedritti*

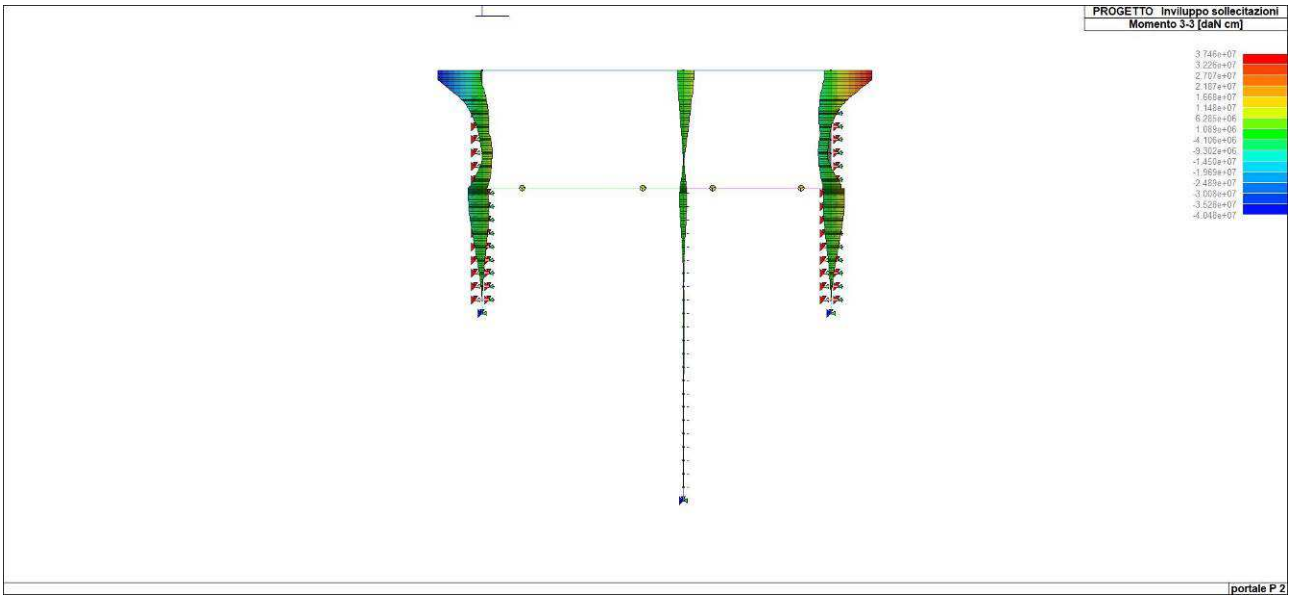


Figura 53. *Inviluppo del momento flettente di diaframmi e piedritti*

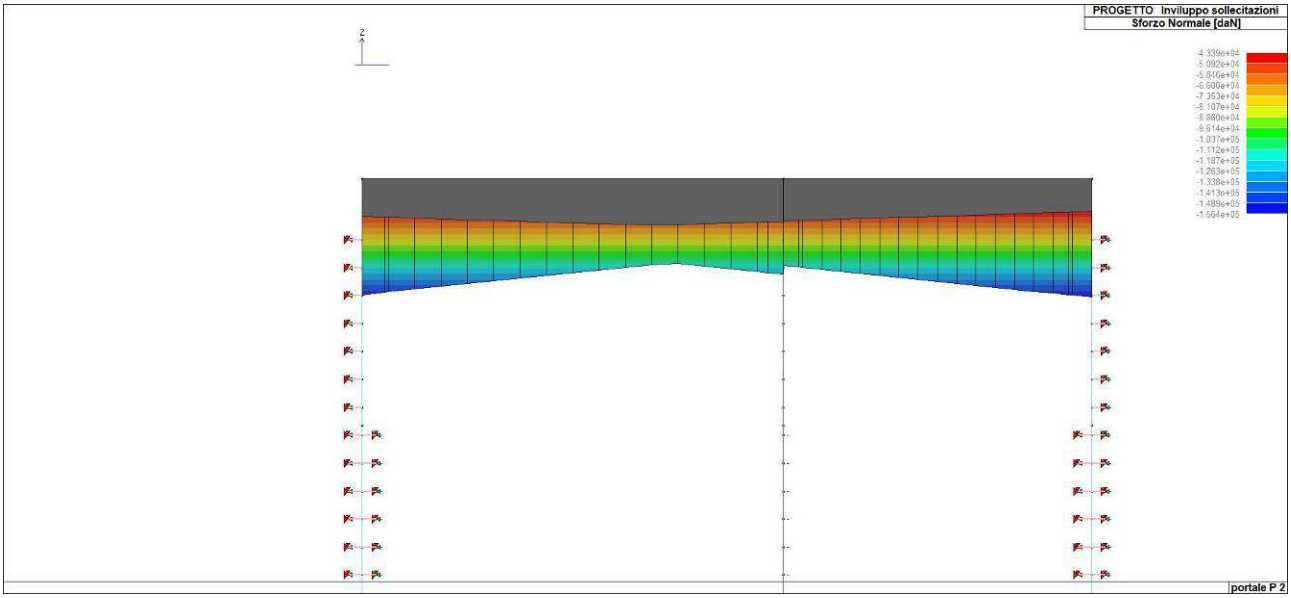


Figura 54. *Inviluppo dello sforzo normale del solettone di copertura*

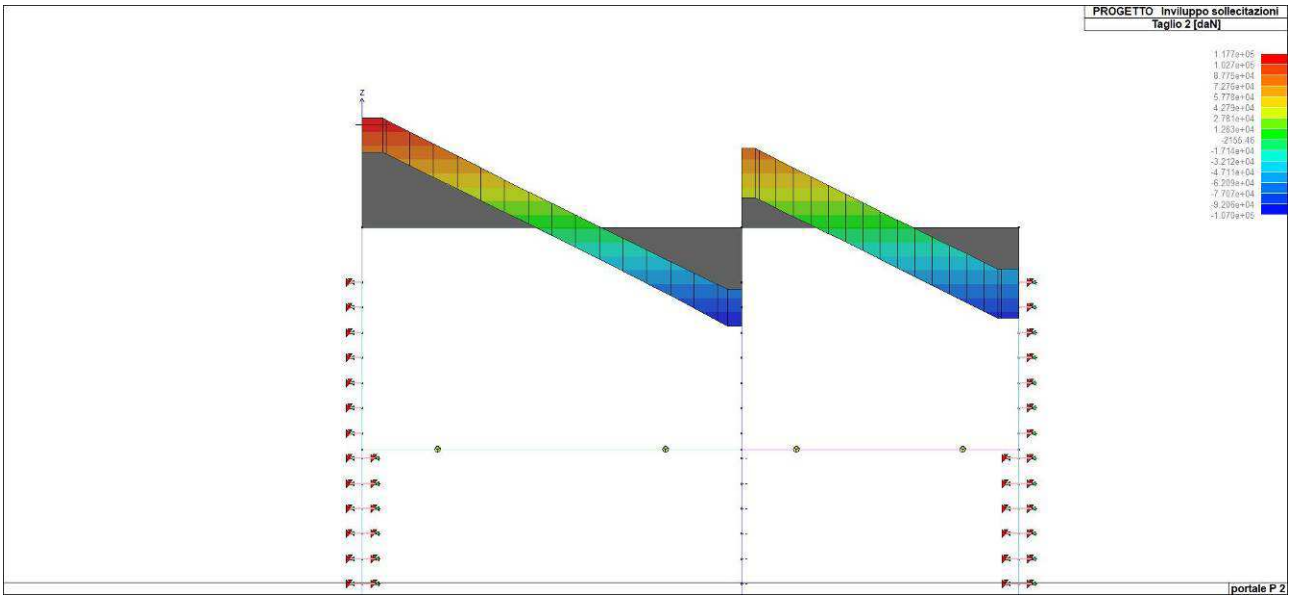


Figura 55. *Inviluppo del taglio del solettone di copertura*

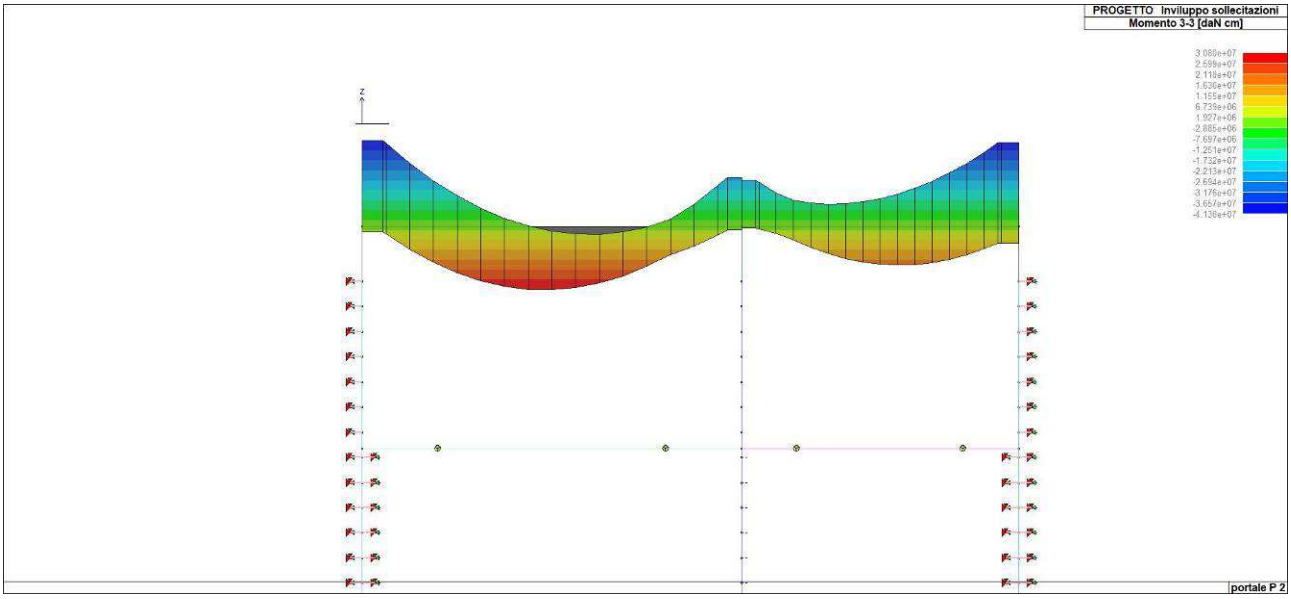


Figura 56. *Inviluppo del momento flettente del solettone di copertura*

9.8.5 Inviluppo SLE

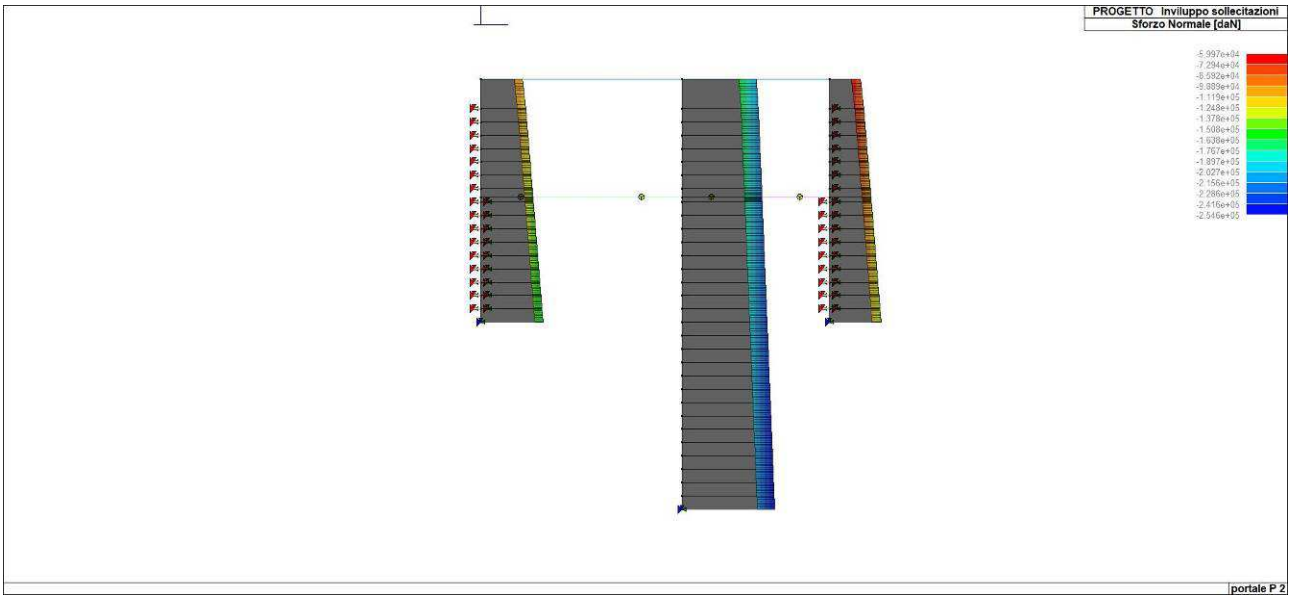


Figura 57. *Inviluppo dello sforzo normale di diaframmi e piedritti*

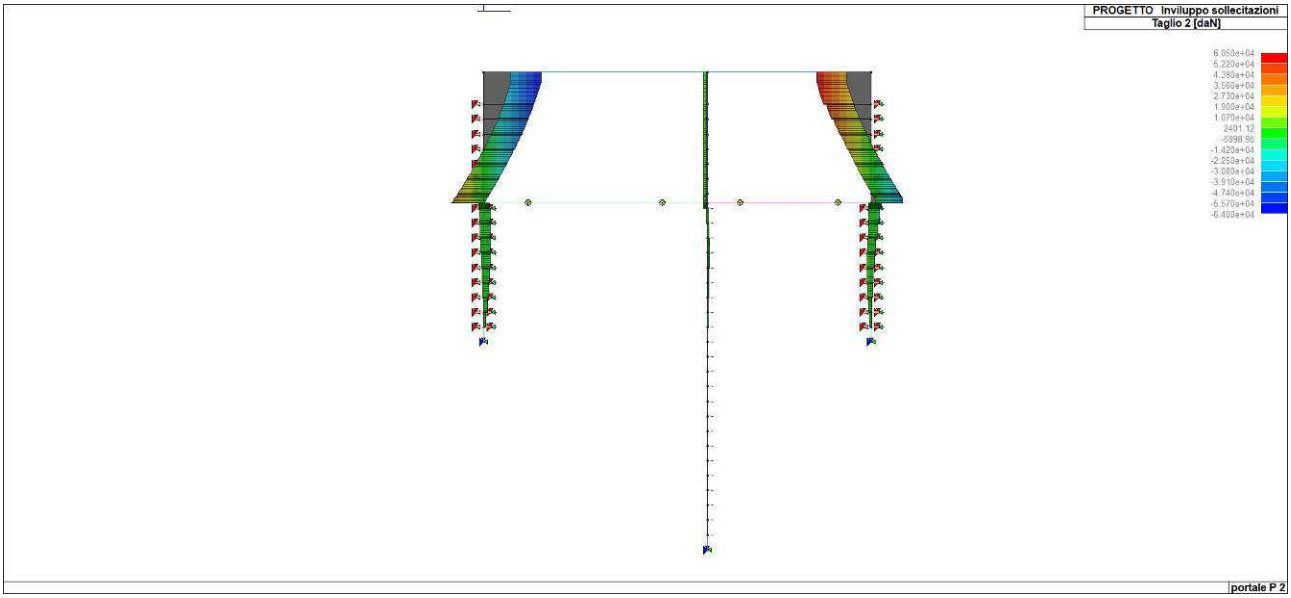


Figura 58. *Inviluppo del taglio di diaframmi e piedritti*

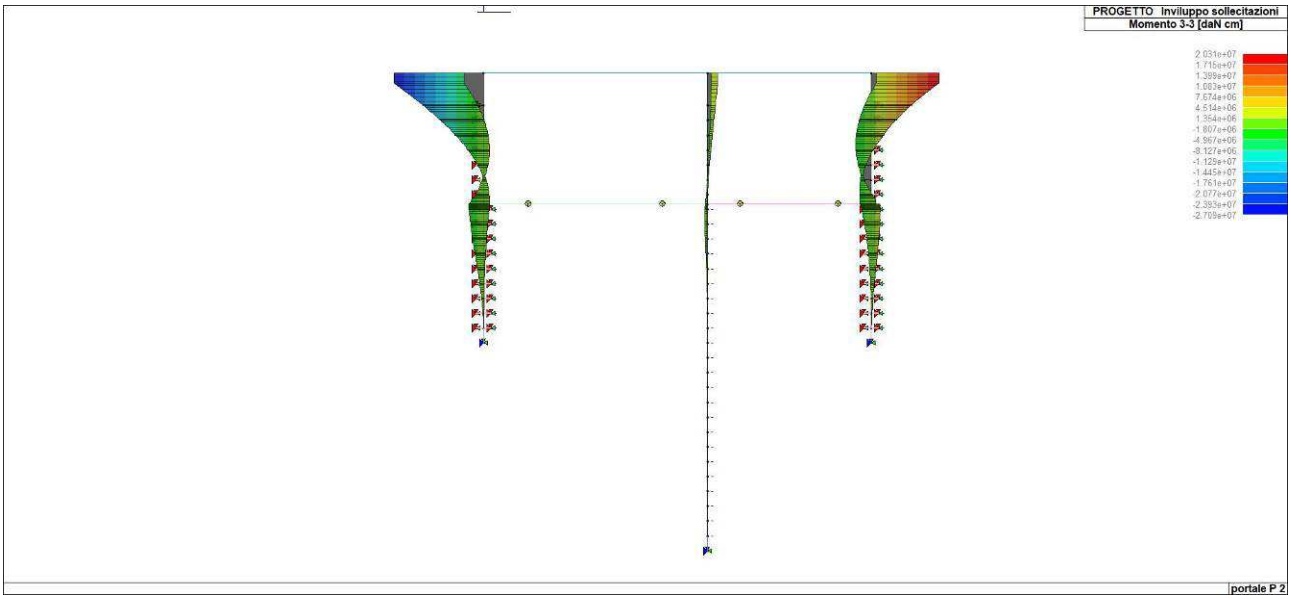


Figura 59. *Inviluppo del momento flettente di diaframmi e piedritti*

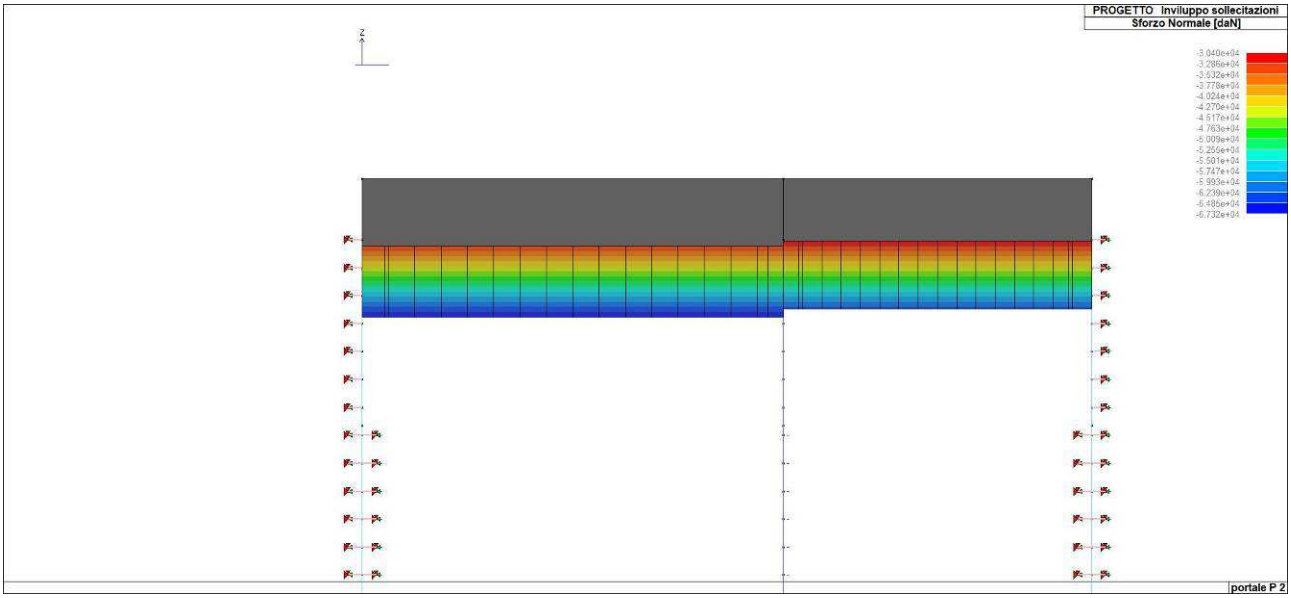


Figura 60. *Inviluppo dello sforzo normale del solettone di copertura*

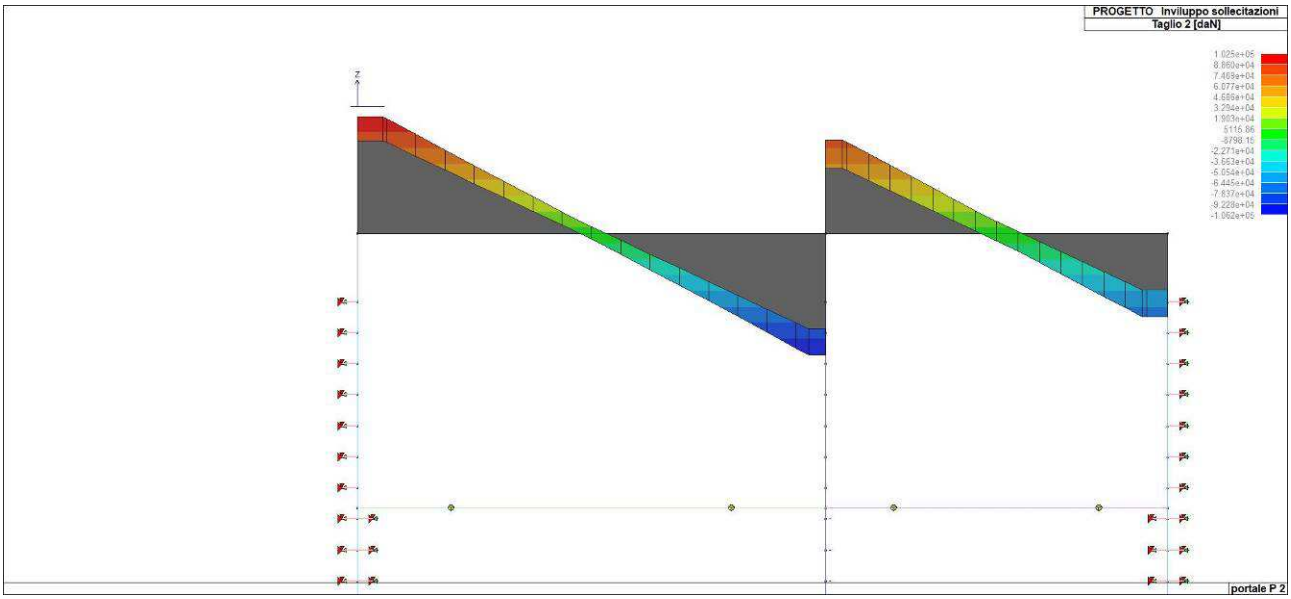


Figura 61. *Inviluppo del taglio del solettone di copertura*

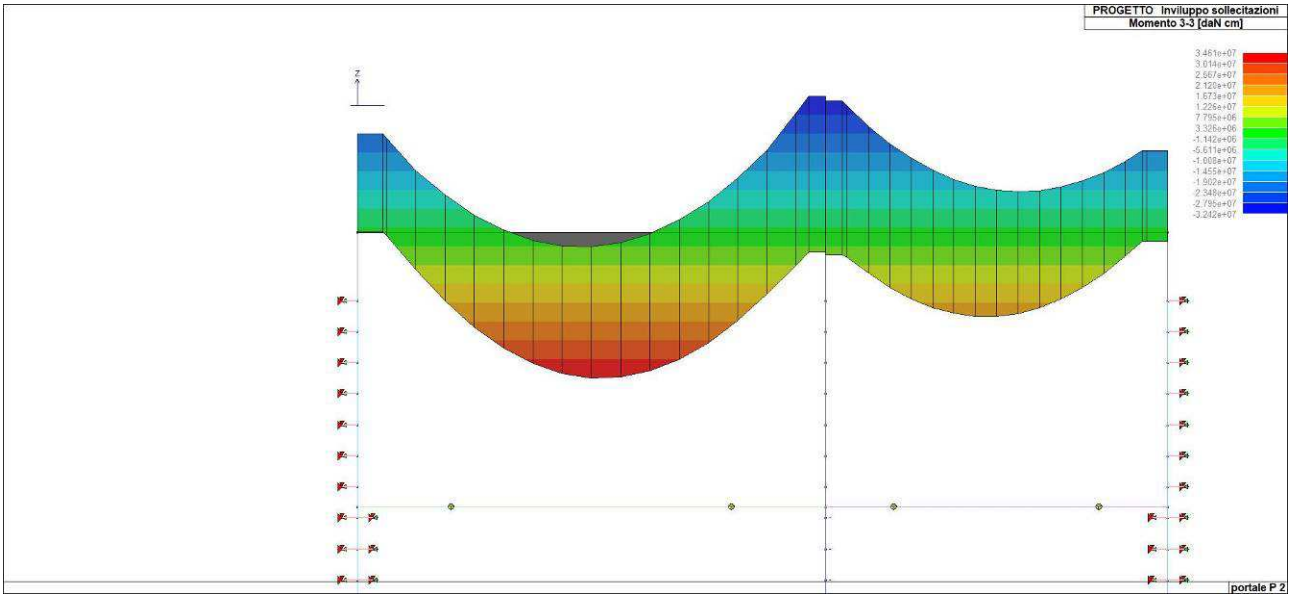


Figura 62. *Inviluppo del momento flettente del solettone di copertura*

10 ANALISI DEI CARICHI SOLETTONE DI FONDAZIONE E FODERE

Nel presente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico. Vengono presi in considerazione n° 7 Casi Di Carico (CDC1÷CDC7), di seguito determinate. Tali Casi Di Carico saranno poi opportunamente combinati secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Tutte le valutazioni, analisi e verifiche sono state condotte in riferimento a tratti strutturali di lunghezza unitaria modellando i diversi elementi strutturali in asse.

I principali parametri geometrici, risultano essere i seguenti:

- spessore totale medio della soletta di fondo S_S = 0.90 m
- spessore nominale fodere esterne S_f = 0.35 m
- spessore di calcolo fodere esterne S_f = 0.30 m
- spessore nominale fodere interne S_f = 0.15 m
- spessore di calcolo fodere interne S_f = 0.10 m
- larghezza esterna dell'opera: L = 13.50 m
- altezza dell'opera: H = 6.51 m

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³

10.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta di fondazione

Il peso della massicciata sul solettone di fondazione è stato considerato come carico uniformemente distribuito, applicato su una larghezza di 7,70 m, tenendo conto di un peso di volume di 18 kN/m^3 ed uno spessore medio pari a 0,90 m:

- peso ballast 0.90 * 18 = **16.20** kN/m²

Il peso dei marciapiedi, del pozzetto e dei tubi presenti al di sotto della banchina di servizio ai lati dei binari è stato considerato pari a 20 kN/m^3 con un'altezza di 1,35 m.

- peso del massetto 1.35 * 20 = **27.00** kN/m²

Il peso proprio della struttura viene assunto dal programma di calcolo automaticamente in base al peso specifico del calcestruzzo riportato in precedenza.

Tali carichi vengono rispettivamente considerati nei Casi Di Carico CDC 1 e CDC3.

10.2 Spinta idrostatica

Per l'opera in oggetto non si ha interazione con la falda idrica.

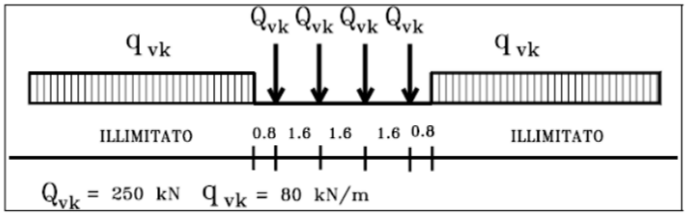
Tali carichi vengono rispettivamente considerati nel Caso Di Carico CDC 2.

10.3 Carichi accidentali

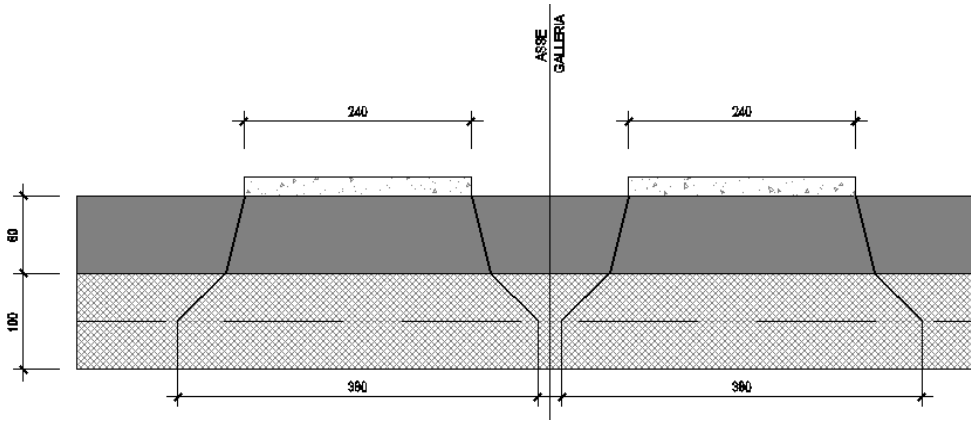
I carichi accidentali considerati sono generati dal traffico ferroviario.

E' stato considerato il treno di carico LM71 che schematizza gli effetti prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m (Q_{vk} = 250 kN);
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata (q_{vk} = 80 kN/m).



In direzione longitudinale i carichi concentrati vengono considerati come uniformemente ripartiti. In direzione trasversale i carichi vengono ripartiti, a partire da una dimensione pari alla larghezza della traversa (2,40 m per la galleria di sinistra) fino al piano medio del traverso di fondazione dello scatolare, adottando una diffusione 4:1 all'interno dello strato di ballast e di 1:1 nello strato di calcestruzzo della fondazione stessa.



Il valore del carico uniformemente distribuito, applicato dunque su una striscia di 3,80 m, è stato quindi così calcolato:

- carico LM71: 1000 kN
- diffusione longitudinale: (1.60 * 3) + (0.80 * 2) = 6.40 m
- carico distribuito per metro: 1000 / 6.40 = 156.25 kN/m

q_{treno} = 156.25 / 3.80 = **41.12 kN/m^2**

Tale carico è stato, infine, moltiplicato per un coefficiente di adattamento $\alpha = 1,1$; pertanto:

$\mathbf{q_{treno,\ calc}} = 41.12 * 1.1 =$ **45.23 kN/m²**

Tali carichi vengono considerati nei Casi Di Carico CDC 4 e 5 (carico su binario di sinistra e carico su binario di destra).

10.4 Azione sismica

Le sovraspinte sismiche del terreno e dell'acqua, valutate come riportato in seguito, vengono considerate nei seguenti Casi Di Carico:

a) sovraspinta e spinta inerziale degli elementi strutturali agenti in direzione longitudinale positiva (X+) CDC 6

b) sovraspinta e spinta inerziale degli elementi strutturali agenti in direzione longitudinale positiva (X-) CDC 7

10.4.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$F_h = P * k_h$

(SLV) $k_h = \beta_m * \frac{a\max}{g} = 0.304$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici.

L'accelerazione massima orizzontale, sono state applicate alla struttura moltiplicando il peso proprio strutturale, calcolato in automatico dal software, rispettivamente per

ag/g * Ss * St = ± 0.221 * 1.372 * 1.00 = ± 0.304

Per tenere conto dell'accelerazione sismica nelle fodere delle gallerie e nella soletta di fondazione si considerano:

a) l'incremento della spinta del terreno laterale applicata sulle fodere, in funzione dell'inerzia delle stesse rispetto all'inerzia dei diaframmi laterali, con una distribuzione di carico costante, considerando la teoria di Wood:

$\Delta P_{spinta\ terreno,sisma\ fodera} = (\gamma^*) * H * ag/g * Ss * St * I_2 / (I_1+I_2)$ con:

γ^*= valore del peso specifico del terreno pesato tra i vari strati

I_1 = momento d'inerzia del diaframma con base 1.00 m e altezza pari allo spessore del diaframma

I_2 = momento d'inerzia della fodera con base 1.00 m e altezza pari allo spessore della stessa

Spinta statica Wood

		H	z	γt (γ')	γ*	ag*Ss*St	ΔP
sez.	**stratigrafia**	**m**	**m**	**kN/m³**	**kN/m³**	**-**	**kN/m**
0	**piano campagna**	0	0	-	-	-	-
1	**rinterro**	3.38	3.38	18.0			
2	**asse sol. copertura**	4.08	0.70	18.0			
3	**inizio diaframma**	6.28	2.20	18.0	16.95	0.304	66.64
4	**Piroclastiti recenti**	12.5	6.22	16.0			
5	**asse sol. fondo**	12.93	0.43	15.5			

Tabella 10. *Spinta di Wood*

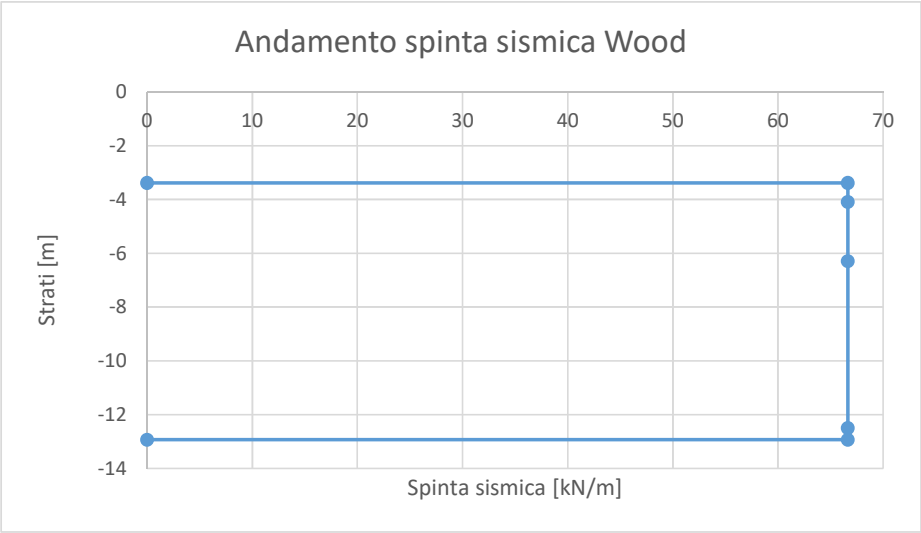


Figura 63. *Diagramma andamento spinta Wood*

1-Diaframma			2-Fodera					
B1	H1	I1	B2	H2	I2	I2/(I1+I2)	Δpwood	Δpwood fodera
m	m	m^4	m	m	m^4	-	kN/m	kN/m
1.0	1.2	0.144	1.0	0.30	0.0023	0.015	66.64	1.03

Figura 64. *Spinta Wood su fodera esterna*

b) le spinte inerziali sulle fodere laterali con una distribuzione di carico uniforme in direzione orizzontale pari a:

$q_{sis\ cls,fodera,est} = \pm \gamma_{cls} * s_{fodere,lat} * ag/g * Ss * St = \pm 25.00\ kN/m^3 * 0.30\ m * 0.304 = \pm 2.28\ kN/m^2$

$q_{sis\ cls,fodera,int} = \pm \gamma_{cls} * s_{fodere,lat} * ag/g * Ss * St = \pm 25.00\ kN/m^3 * 0.10\ m * 0.304 = \pm 0.76\ kN/m^2$

c) le spinte inerziali sul solettone di fondo con una distribuzione di carico uniforme in direzione orizzontale pari a:

$q_{sis\ cls,solettone} = \pm \gamma_{cls} * s_{solettone} * ag/g * Ss * St = \pm 25.00\ kN/m^3 * 0.90\ m * 0.304 = \pm 6.84\ kN/m^2$

$q_{sis\ ballast} = \pm \gamma_{ballast} * s_{ballast} * ag/g * Ss * St = \pm 18.00\ kN/m^3 * 0.90\ m * 0.304 = \pm 4.92\ kN/m^2$

$q_{sis\ marciapiedi} = \pm \gamma_{marciapiedi} * s_{marciapiedi} * ag/g * Ss * St = \pm 20.00\ kN/m^3 * 1.35\ m * 0.304 = \pm 8.21\ kN/m^2$

11 ANALISI SVOLTE SOLETTONE DI FONDAZIONE E FODERE

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2018-07-183)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ***ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico***. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico, dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame ***sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.***

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	NO
Statica non lineare	SI
Sismica statica non lineare	SI
Azione sismica	
Norma applicata per l'azione sismica	D.M. 14-01-2008
Combinazioni dei casi di carico	
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	NO
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

K * **u** = **F** dove

K = matrice di rigidezza **u** = vettore spostamenti nodali **F** = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave-D2)
- Elemento tipo TRUSS (biella-D2)

Modello strutturale realizzato con:	
nodi	9
elementi D2 (per aste, travi, pilastri…)	8
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-112.50
Xmax =	1207.50
Ymin =	0.00
Ymax =	0.00
Zmin =	-1293.00
Zmax =	-652.00

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.).

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ***ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico***. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

11.1 Modellazione dei materiali

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

1	materiale tipo cemento armato
5	materiale tipo generico

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Young	modulo di elasticità normale
Poisson	coefficiente di contrazione trasversale
G	modulo di elasticità tangenziale
Gamma	peso specifico
Alfa	coefficiente di dilatazione termica

I dati soprariportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

1	***cemento armato***	
	Rck	resistenza caratteristica cubica
	Fctm	resistenza media a trazione semplice

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3	
1	Calcestruzzo Classe C25/30		3.145e+05	0.20	1.310e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	300.0					
	fctm	25.6					

11.2 Modellazione delle sezioni

Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

1 sezione di tipo generico
2 profilati semplici
3 profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

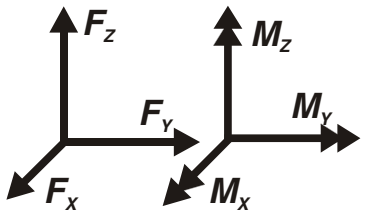
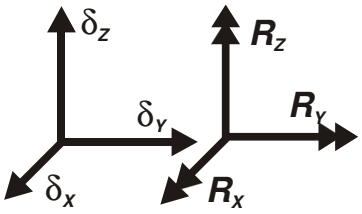
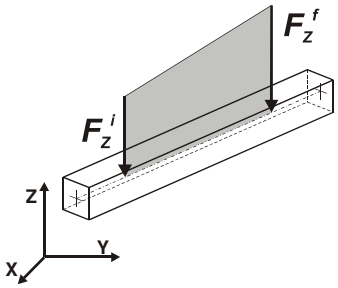
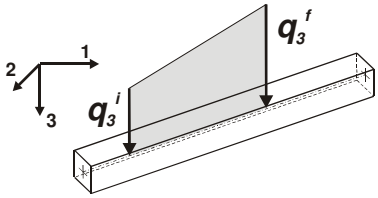
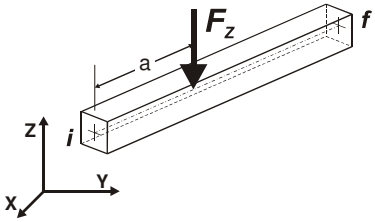
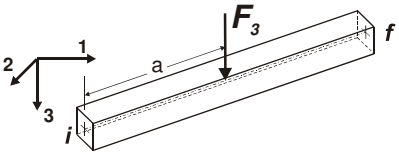
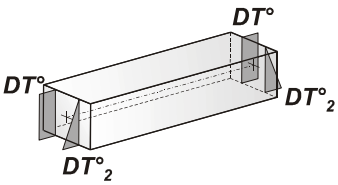
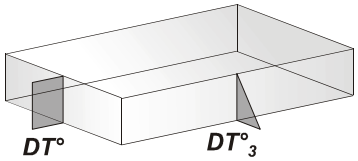
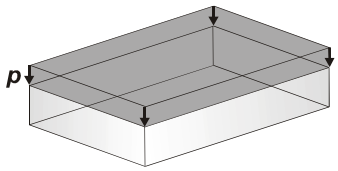
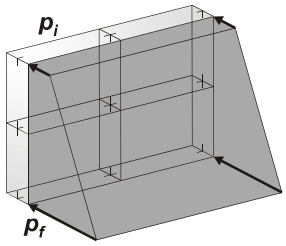
I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Rettangolare: b=100 h=30	3000.00	2500.00	2500.00	7.299e+05	2.500e+06	2.250e+05	5.000e+04	1.500e+04	7.500e+04	2.250e+04
2	Rettangolare: b=100 h=90	9000.00	7500.00	7500.00	1.132e+07	7.500e+06	6.075e+06	1.500e+05	1.350e+05	2.250e+05	2.025e+05
3	Rettangolare: b=100 h=20	2000.00	1666.67	1666.67	2.331e+05	1.667e+06	6.667e+04	3.333e+04	6666.67	5.000e+04	1.000e+04

11.3 Modellazione delle azioni

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura viene di riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo. Le tabelle riportano infatti i seguenti dati in relazione al tipo:

1	**carico concentrato nodale**
	6 dati (forza Fx, Fy, Fz, momento Mx, My, Mz)
2	**spostamento nodale impresso**
	6 dati (spostamento Tx,Ty,Tz, rotazione Rx,Ry,Rz)
3	**carico distribuito globale su elemento tipo trave**
	7 dati (fx,fy,fz,mx,my,mz,ascissa di inizio carico)
	7 dati (fx,fy,fz,mx,my,mz,ascissa di fine carico)
4	**carico distribuito locale su elemento tipo trave**
	7 dati (f1,f2,f3,m1,m2,m3,ascissa di inizio carico)
	7 dati (f1,f2,f3,m1,m2,m3,ascissa di fine carico)
5	**carico concentrato globale su elemento tipo trave**
	7 dati (Fx,Fy,Fz,Mx,My,Mz,ascissa di carico)
6	**carico concentrato locale su elemento tipo trave**
	7 dati (F1, F2, F3, M1, M2, M3, ascissa di carico)
8	**carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra**
	1 dato (pressione)
9	**carico di pressione variabile su elemento tipo piastra**
	4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
11	**carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra**
	1 dato descrizione della tipologia
	4 dati per segmento (posizione, valore, posizione, valore)
	la tipologia precisa l'ascissa di definizione, la direzione del carico, la modalità di carico e la larghezza d'influenza per gli elementi tipo trave

 Carico concentrato nodale	 Spostamento impresso
 Carico distribuito globale	 Carico distribuito locale
 Carico concentrato globale	 Carico concentrato locale
 Carico termico 2D	 Carico termico 3D
 Carico pressione uniforme	 Carico pressione variabile

Tipo	**carico distribuito globale su trave**

Id	**Tipo**	**Pos.**	**fx**	**fy**	**fz**	**mx**	**my**	**mz**
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
1	Q ballast FOND	0.0	0.0	0.0	-16.20	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-16.20	0.0	0.0	0.0
2	Q marciapiede FOND	0.0	0.0	0.0	-27.00	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-27.00	0.0	0.0	0.0
6	Traffico ferroviario FOND	0.0	0.0	0.0	-45.23	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-45.23	0.0	0.0	0.0
7	Spinta sismica wood + PAR	0.0	1.03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	1.03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Inerzia fodere +	0.0	2.28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	2.28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	Inerzia fodere -	0.0	-2.28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-2.28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	Inerzia solettone fondo +	0.0	6.84	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	6.84	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	Inerzia solettone fondo -	0.0	-6.84	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-6.84	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	Inerzia marciapiedi +	0.0	8.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	8.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	Inerzia marciapiedi -	0.0	-8.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-8.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	Inerzia ballast +	0.0	4.92	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	4.92	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	Inerzia ballast -	0.0	-4.92	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-4.92	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	Inerzia fodere interne +	0.0	0.76	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.76	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17	Inerzia fodere interne -	0.0	-0.76	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	-0.76	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

11.4 Schematizzazione dei casi di carico

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	Sigla	***Tipo***	***Descrizione***
1	**Ggk**	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	**Gk**	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	**Qk**	NA	caso di carico con azioni variabili
4	**Gsk**	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	**Qsk**	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	**Qnk**	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	**Qtk**	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	**Qvk**	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	**Esk**	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	**Edk**	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	**Pk**	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

Numero Tipo e *Sigla identificativa*, *Valore di riferimento* del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

In coda alla tabella dei casi di carichi gli stessi vengono riportati per sintesi in forma grafica.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
3	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d.) BALLAST e MARCIAPIEDI	D2 : 3 Azione : Q ballast FOND
			D2 :da 4 a 5 Azione : Q marciapiede FOND
			D2 : 6 Azione : Q ballast FOND
4	Qk	CDC=Qk (variabile generico) TRENO SX	D2 : 3 Azione : Traffico ferroviario FOND
5	Qk	CDC=Qk (variabile generico) TRENO DX	D2 : 6 Azione : Traffico ferroviario FOND
6	Qk	CDC=Qk (variabile generico) SISMA +	D2 :da 3 a 6 Azione : Inerzia solettone fondo +
			D2 :da 3 a 6 Azione : Inerzia ballast +
			D2 : 7 Azione : Inerzia fodere interne +
			D2 : 8 Azione : Spinta sismica wood + PAR
			D2 : 8 Azione : Inerzia fodere +
7	Qk	CDC=Qk (variabile generico) SISMA -	D2 :da 3 a 6 Azione : Inerzia solettone fondo -
			D2 :da 3 a 6 Azione : Inerzia ballast -
			D2 : 7 Azione : Inerzia fodere interne -
			D2 : 8 Azione : Inerzia fodere -

Figura 65. *Caso di carico CDC 1 (Peso proprio della struttura)*

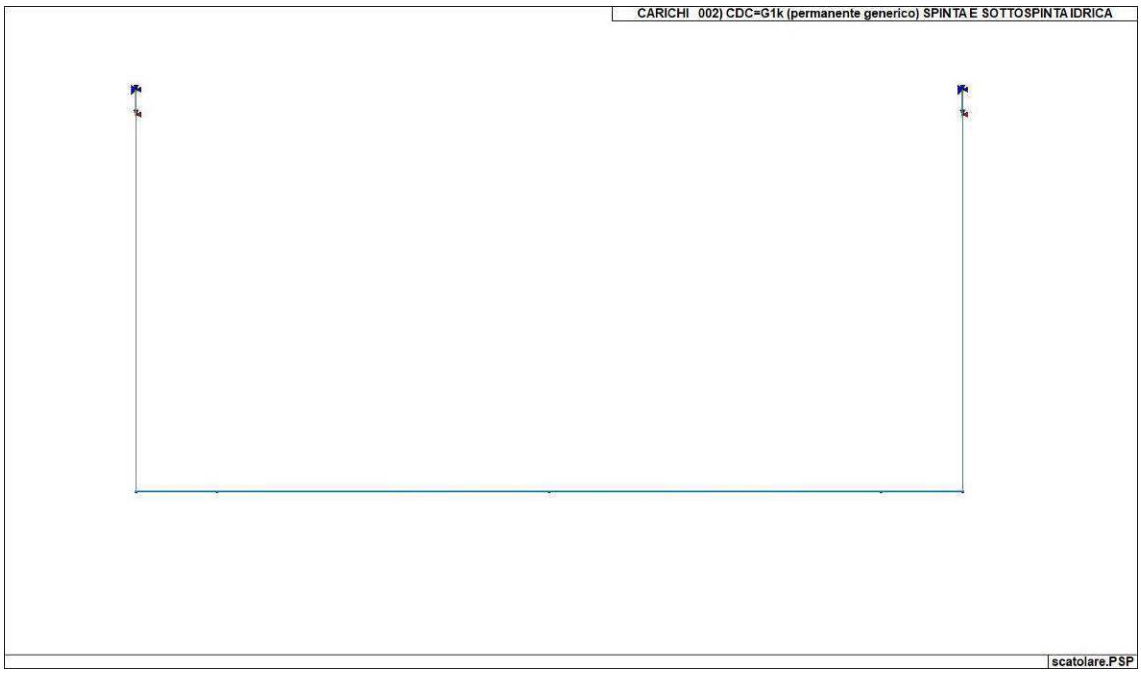


Figura 66. *Caso di carico CDC 2 (Permanente spinta e sottospinta)*

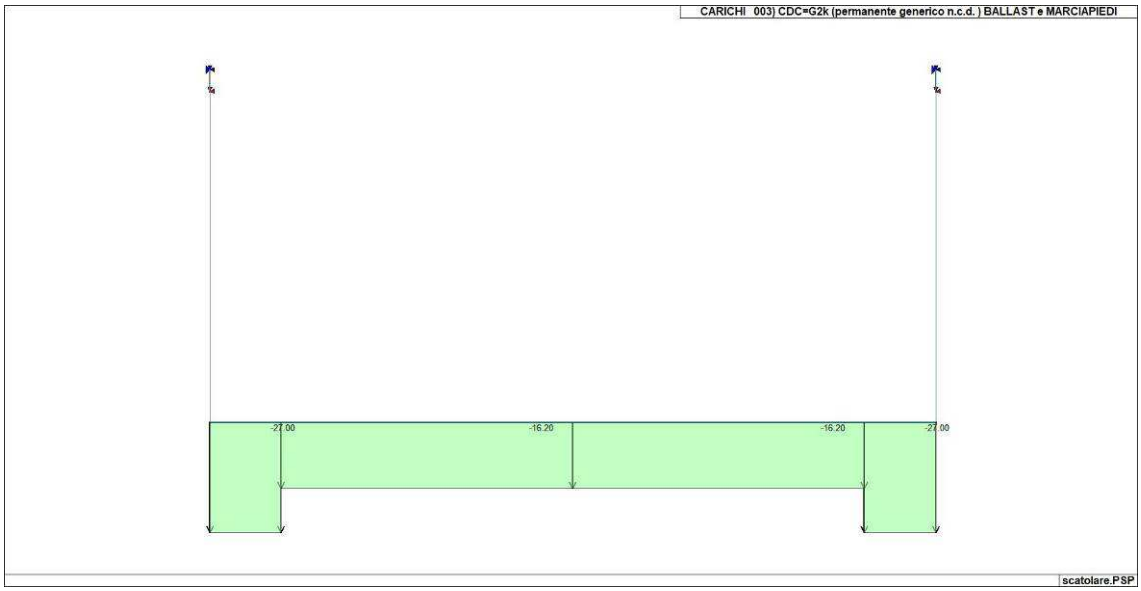


Figura 67. *Caso di carico CDC 3 (Permanente ballast e marciapiedi)*

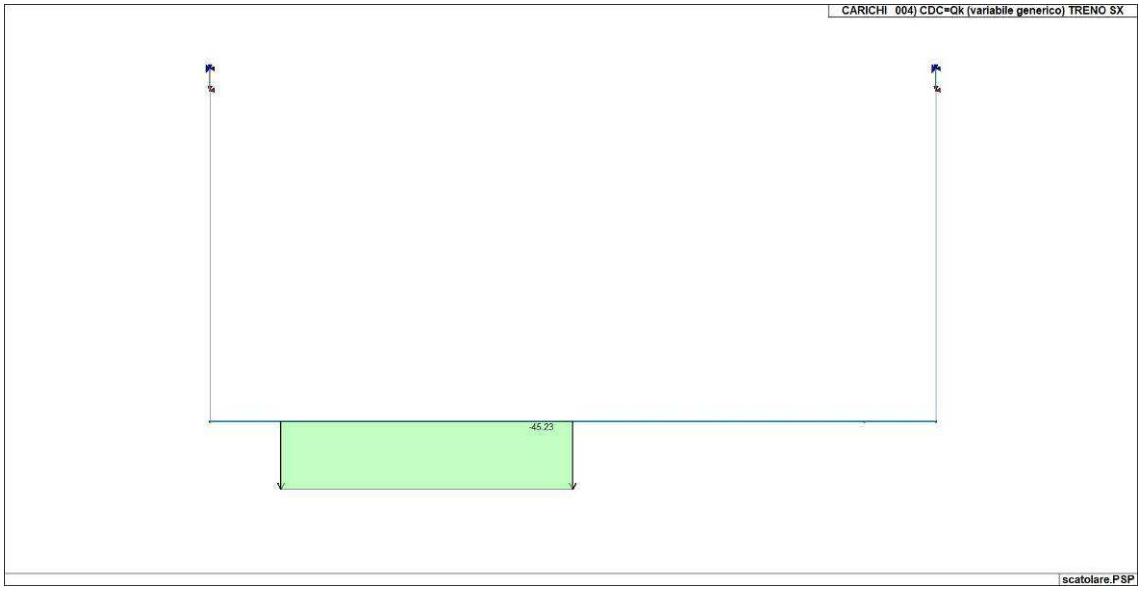


Figura 68. *Caso di carico CDC 4 (Treno binario sinistra)*

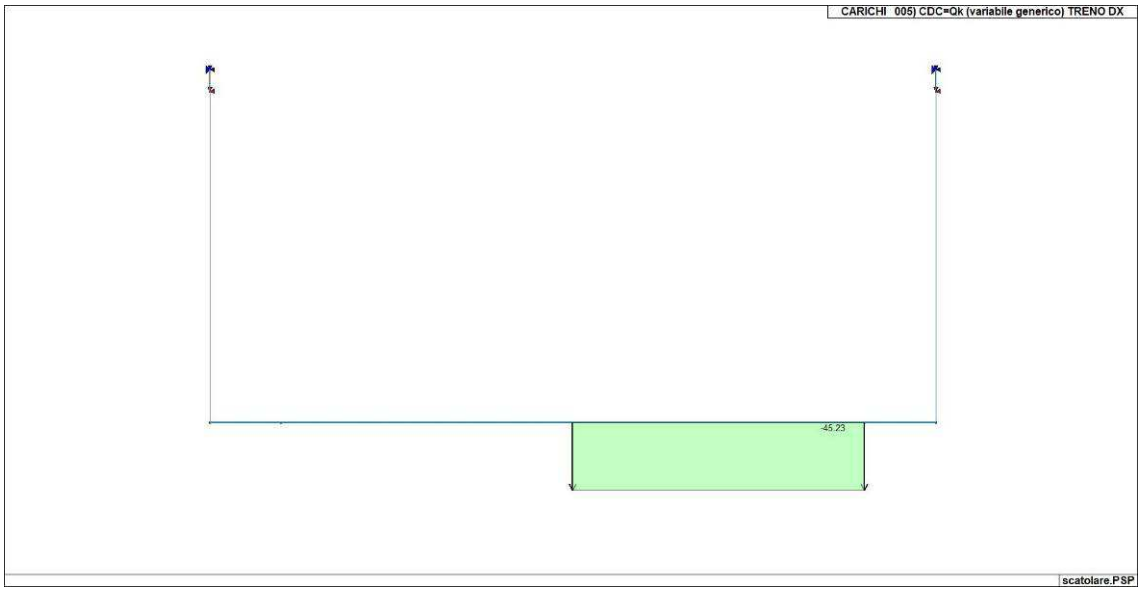


Figura 69. *Caso di carico CDC 5 (Treno binario destra)*

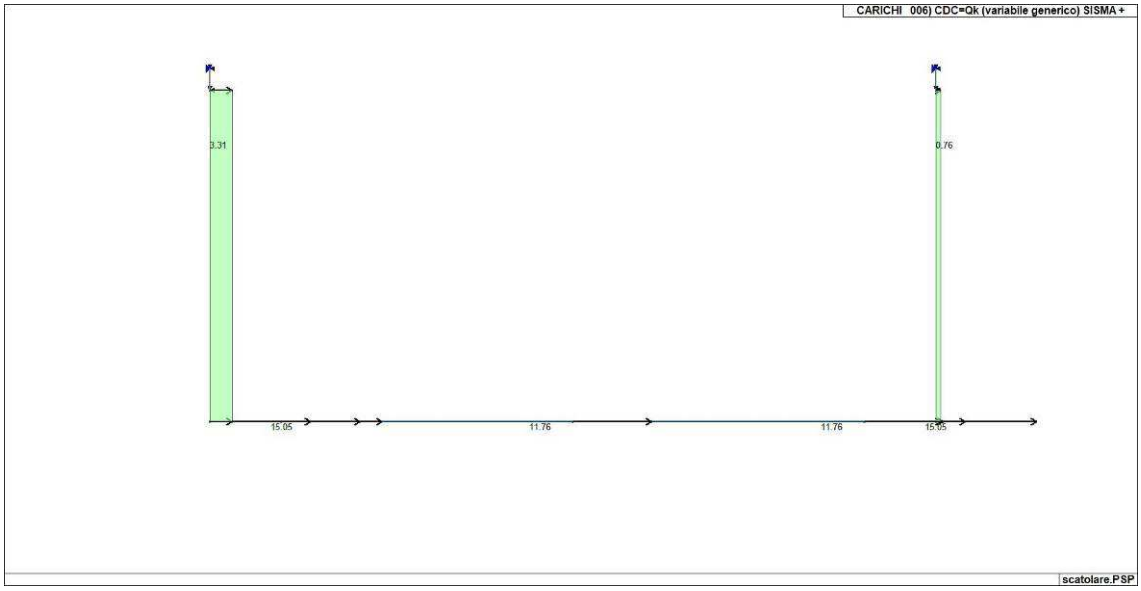


Figura 70. *Caso di carico CDC 6 (Sisma X+)*

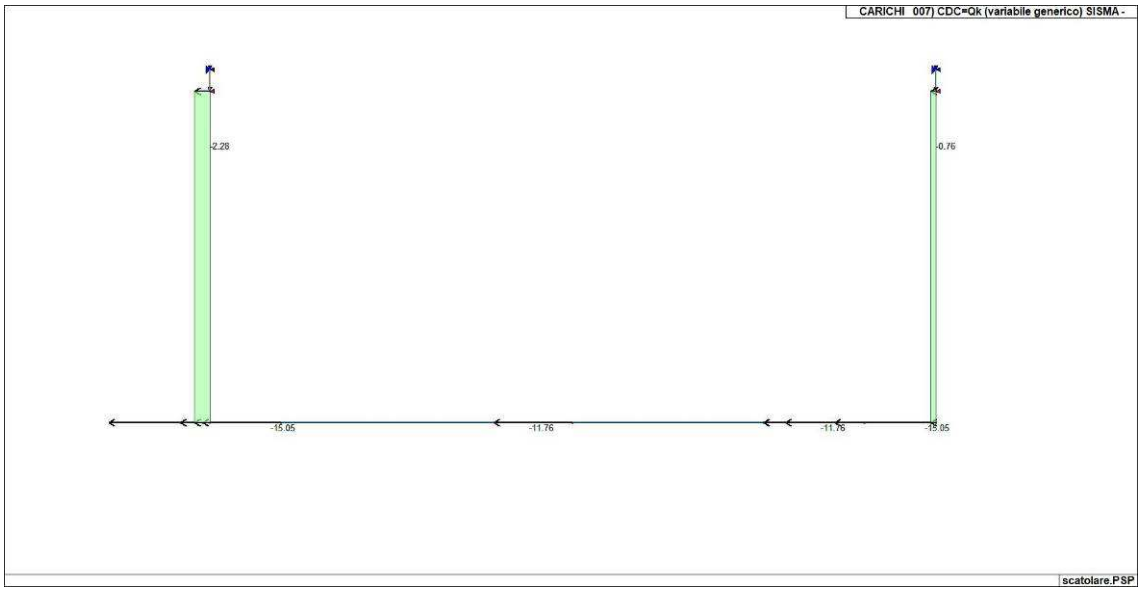


Figura 71. *Caso di carico CDC 7 (Sisma X-)*

11.5 Definizione delle combinazioni

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La tabella riporta il *peso nella combinazione*, assunto per ogni caso di carico.

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0							
2	1.35	1.35	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0							
3	1.35	1.35	1.50	1.50	1.20	0.0	0.0							
4	1.35	1.35	1.50	1.20	1.50	0.0	0.0							
5	1.00	1.00	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0							
6	1.00	1.00	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0							
7	1.00	1.00	1.50	1.50	1.20	0.0	0.0							
8	1.00	1.00	1.50	1.20	1.50	0.0	0.0							
9	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0							
10	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00							
11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0							
12	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0							
13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0							
14	1.00	1.00	1.00	0.80	1.00	0.0	0.0							
15	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0							

11.6 Risultati

11.6.1 Inviluppo SLU

Figura 72. *Inviluppo dello sforzo normale delle fodere*

Figura 73. *Inviluppo del taglio delle fodere*

Figura 74. *Inviluppo del momento flettente delle fodere*

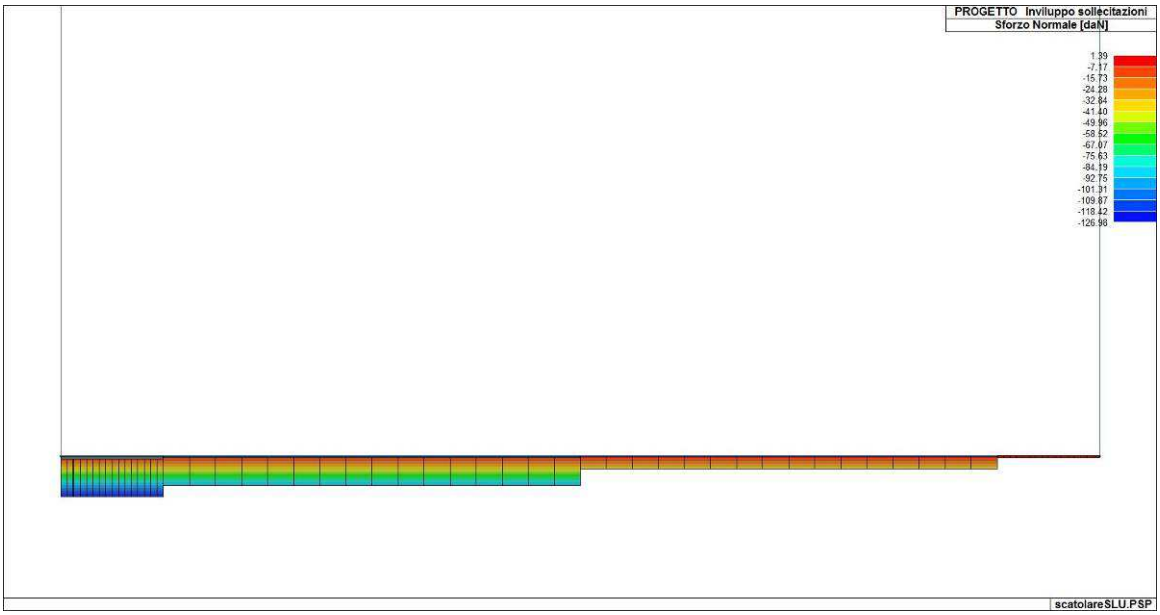


Figura 75. *Inviluppo dello sforzo normale del solettone di fondazione*

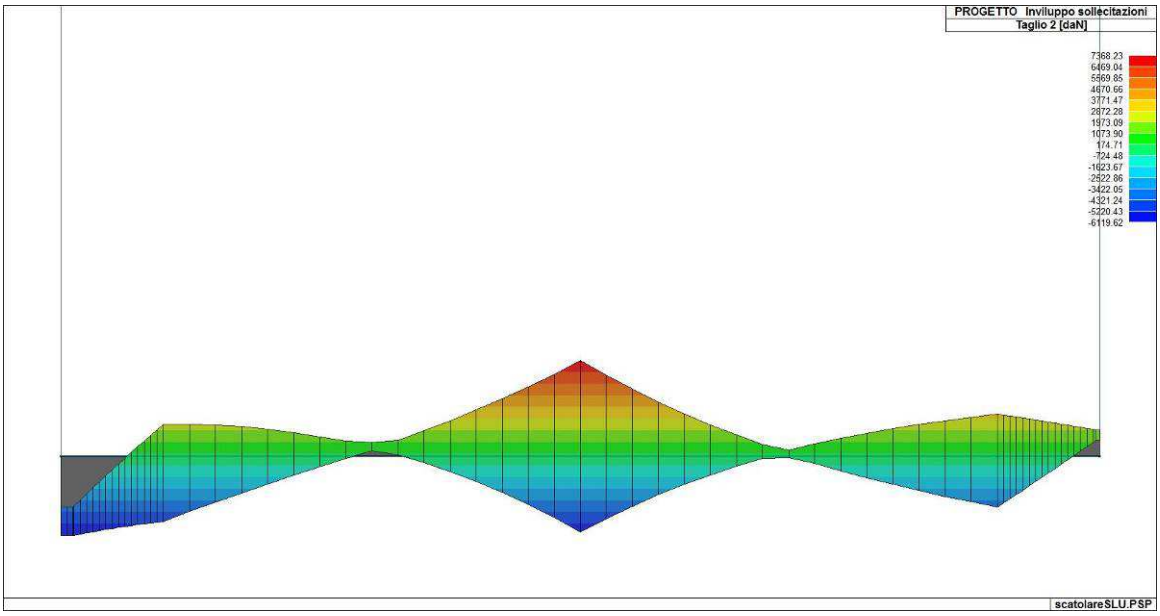


Figura 76. *Inviluppo del taglio del solettone di fondazione*

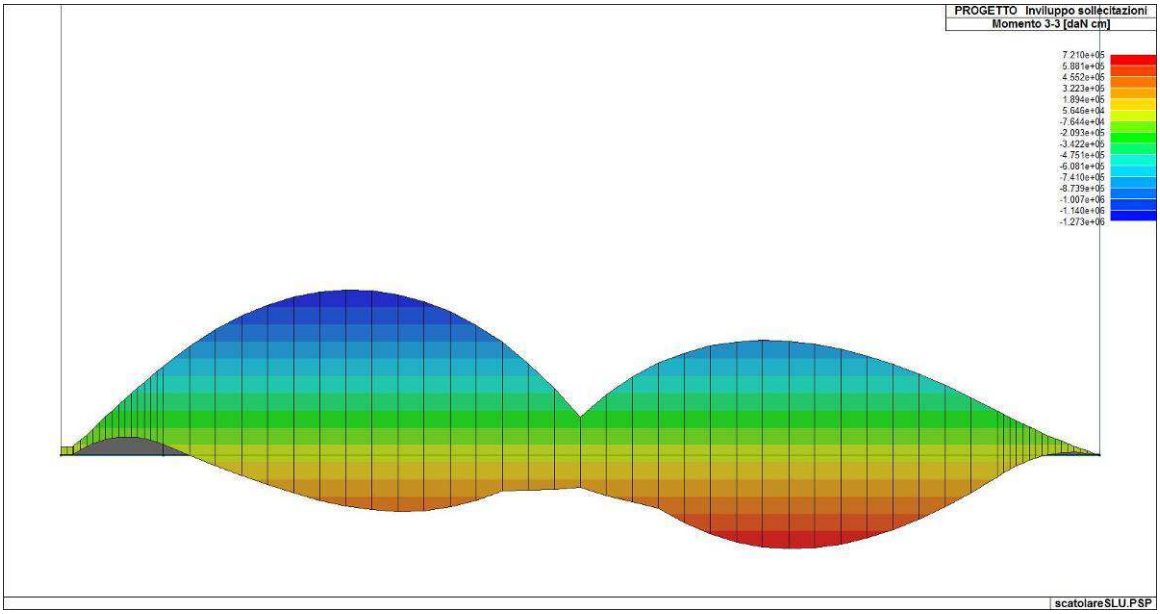


Figura 77. *Inviluppo del momento flettente del solettone di fondazione*

11.6.2 Inviluppo SLV

Figura 78. *Inviluppo dello sforzo normale delle fodere*

Figura 79. *Inviluppo del taglio delle fodere*

Figura 80. *Inviluppo del momento flettente delle fodere*

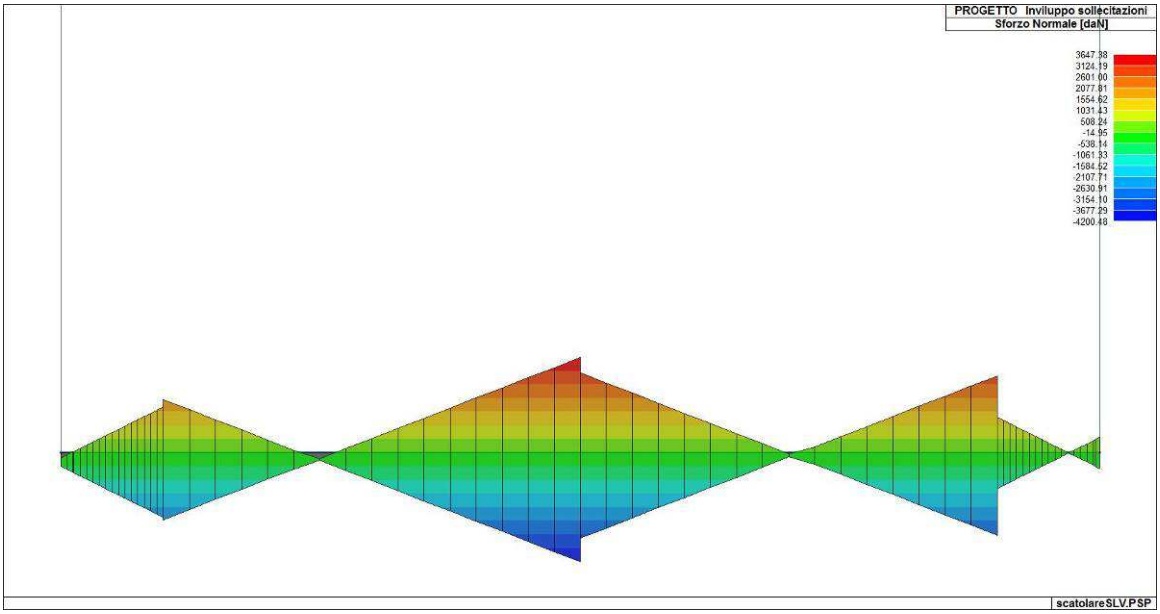


Figura 81. *Inviluppo dello sforzo normale del solettone di fondazione*

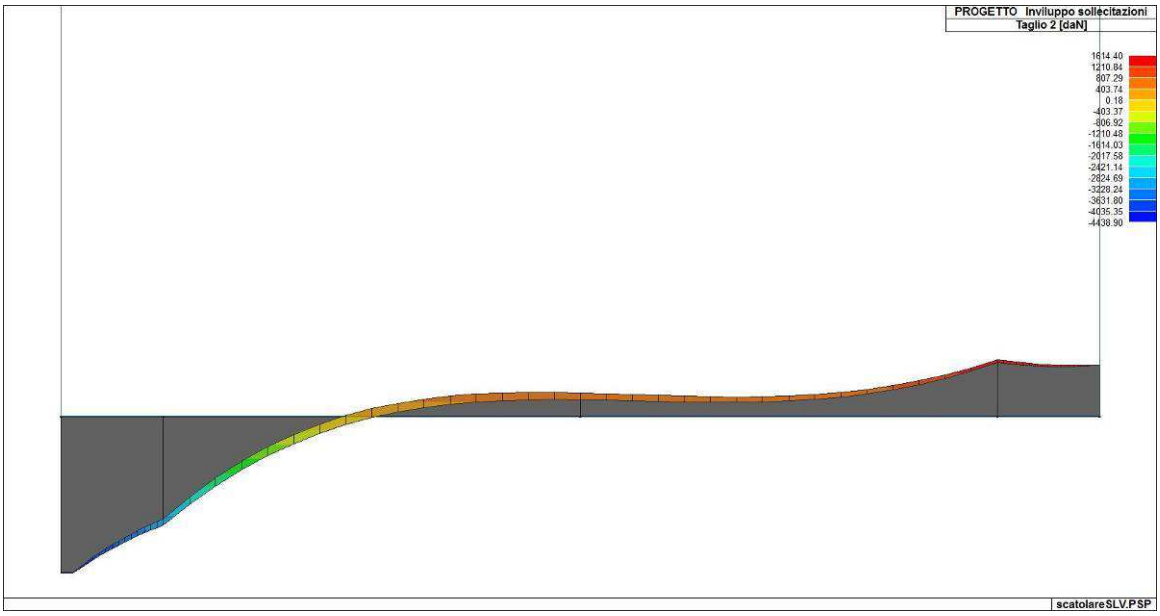


Figura 82. *Inviluppo del taglio del solettone di fondazione*

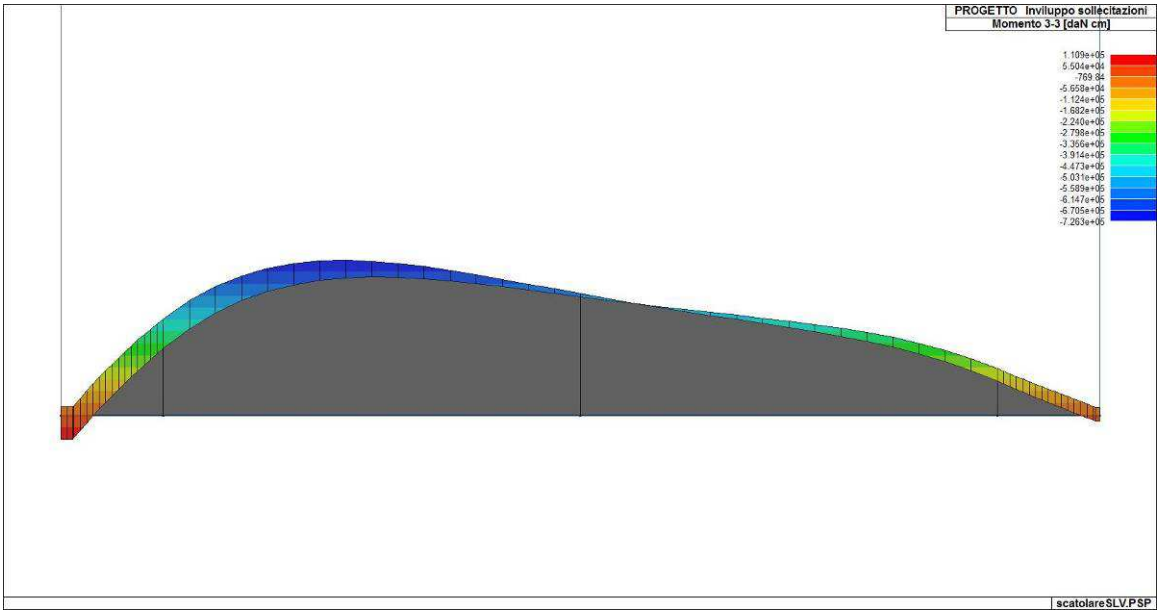


Figura 83. *Inviluppo del momento flettente del solettone di fondazione*

11.6.3 Inviluppo SLE

Figura 84. *Inviluppo dello sforzo normale delle fodere*

Figura 85. *Inviluppo del taglio delle fodere*

Figura 86. *Inviluppo del momento flettente delle fodere*

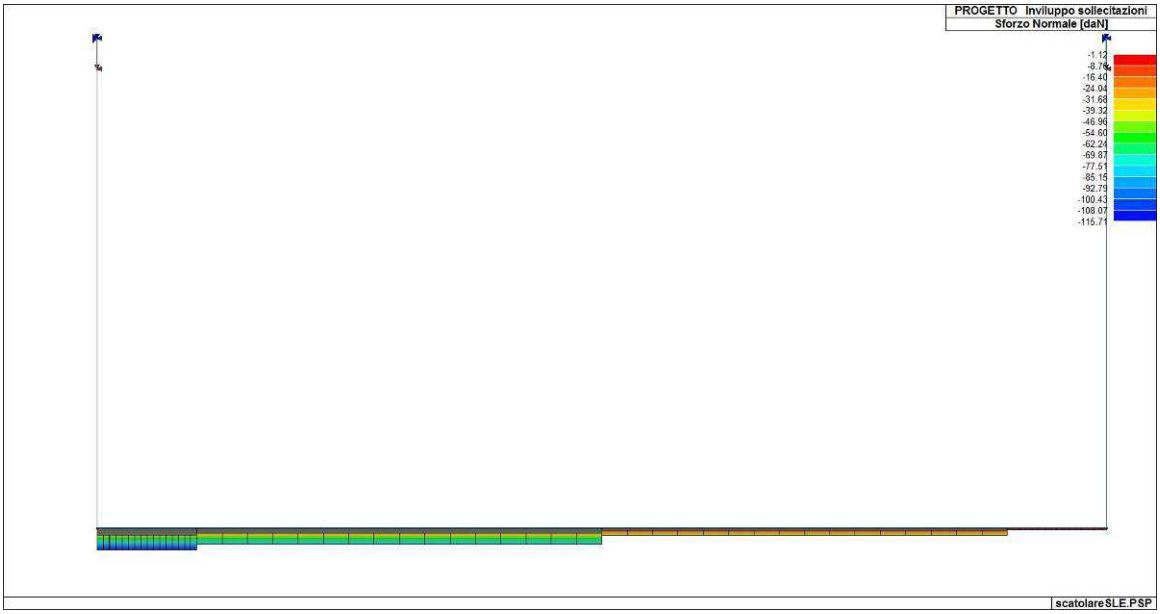


Figura 87. *Inviluppo dello sforzo normale del solettone di fondazione*

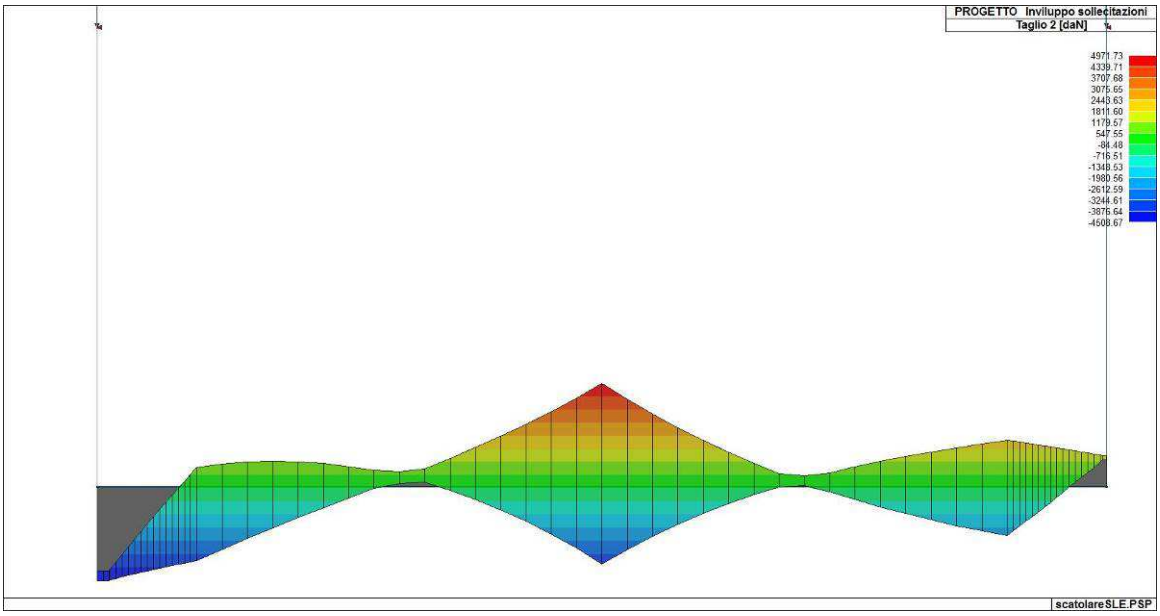


Figura 88. *Inviluppo del taglio del solettone di fondazione*

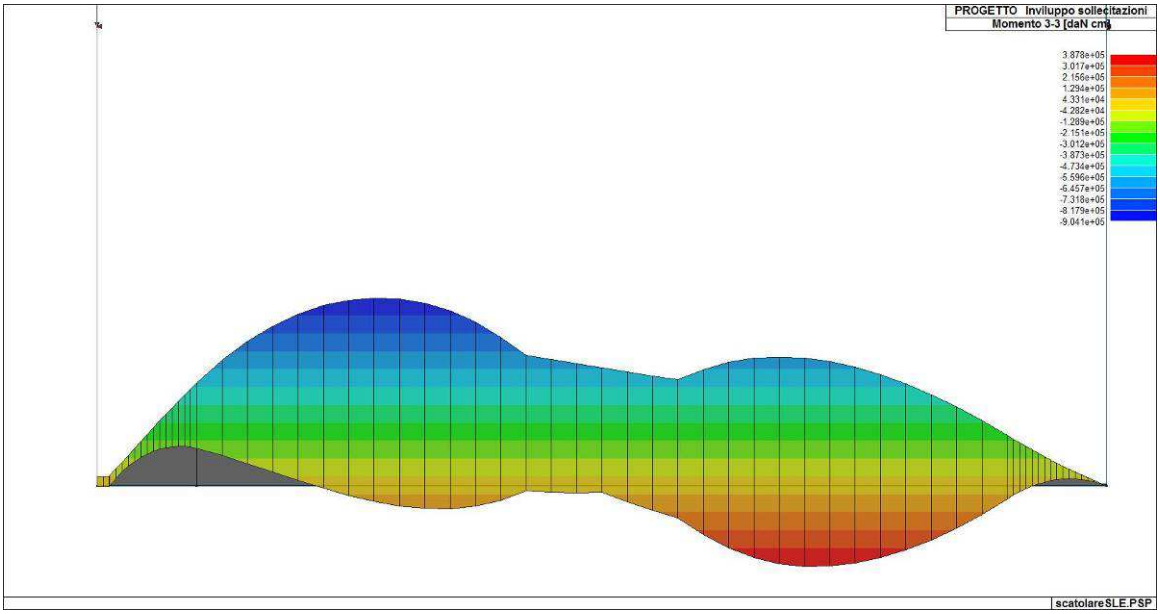


Figura 89. *Inviluppo del momento flettente del solettone di fondazione*

12 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

Per quanto concerne la verifica di diaframmi, piedritti e solettone di copertura, si segnala che sono sempre dimensionati le sollecitazioni di Fase 2, di conseguenza i riferimenti alle combinazioni di calcolo riportati in seguito sono relativi alla combinazioni di questa fase.

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche di fessurazione e tensionali allo SLE per i diversi elementi strutturali.

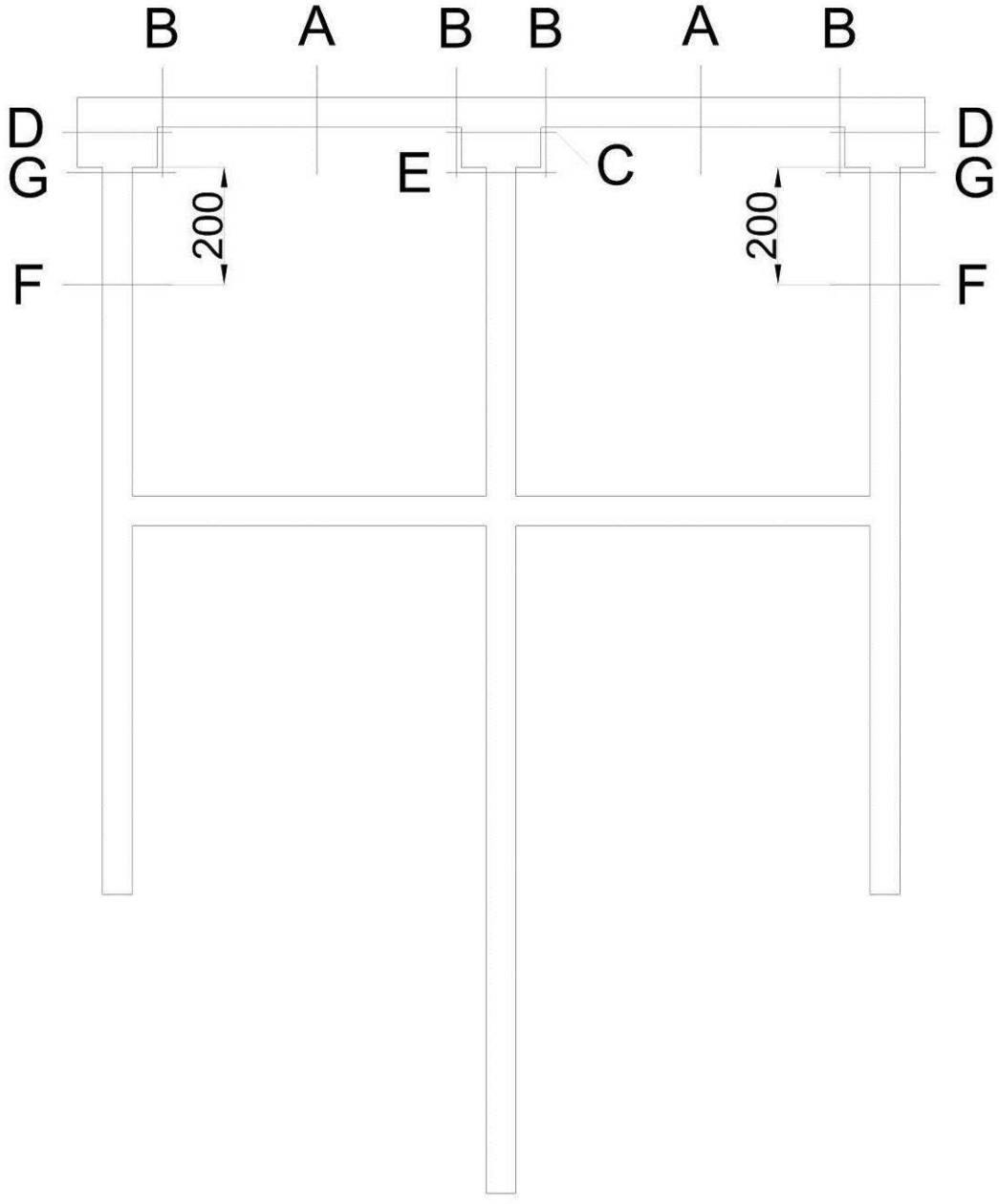


Figura 90. *Sezioni di verifica portale*

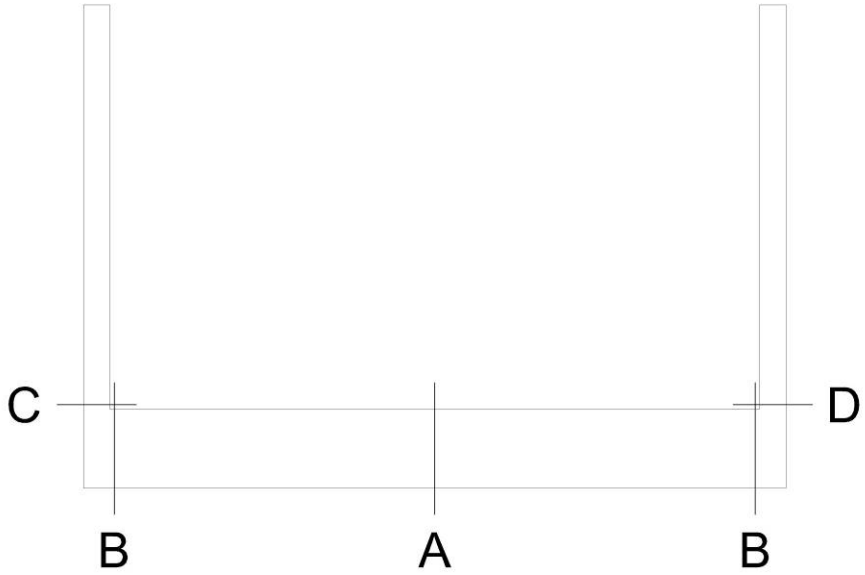


Figura 47. *Sezioni di verifica scatolare*

12.1 Diaframmi

I diaframmi laterali sono armati come segue:

- Armatura corrente 4+4 Φ24

  (equivalente ad un'armatura corrente pari a 10+10 Φ24 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Armatura aggiunta in testa (per una lunghezza di 200 cm): 6+6 Φ24

  (equivalente ad un'armatura aggiunta pari a 15+15 Φ24 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Armatura aggiunta lato terreno (per una lunghezza di 200 cm): 7 Φ30

  (equivalente ad un'armatura aggiunta pari a 18+18 Φ30 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Staffe correnti: Φ10/26 cm

  (su una porzione di diaframma di larghezza unitaria, 1 m, equivalente a staffe

  Φ12/30 cm a 4 braccia per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Staffe in zona raffittita testa diaframma (per una lunghezza di 200 cm): Φ10/13 cm

  (su una porzione di diaframma di larghezza unitaria, 1 m, equivalente a staffe

  Φ12/15 cm a 4 braccia per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Staffe in zona raffittita sopra alla soletta di fondazione (per una lunghezza di 200 cm): Φ10/13 cm

  (su una porzione di diaframma di larghezza unitaria, 1 m, equivalente a staffe

  Φ12/15 cm a 4 braccia per un diaframma di larghezza 2,5 m)

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **8,4 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza cautelativamente pari a 6 cm dal precedente. Ogni registro prevede un massimo di 10 barre, eventuali barre aggiunte oltre questo limite passano al registro più interno.

Il diaframma centrale è armato come segue:

- Armatura corrente 4+4 Φ24

  (equivalente ad un'armatura corrente pari a 10+10 Φ24 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Staffe correnti: Φ10/26 cm

  (su una porzione di diaframma di larghezza unitaria, 1 m, equivalente a staffe

  Φ12/30 cm a 4 braccia per un diaframma di larghezza 2,5 m)

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **8,4 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza cautelativamente pari a 6 cm dal precedente. Ogni registro prevede un massimo di 10 barre, eventuali barre aggiunte oltre questo limite passano al registro più interno.

Per i diaframmi, nella verifica della combinazione SLE rare più gravosa le sollecitazioni flettenti sono state incrementate del 10% per tenere conto del possibile effetto dello sbilanciamento del carico permanente dovuto alla spinta del terreno non incluso tra le combinazioni di carico analizzate.

12.1.1 Verifiche SLU diaframma laterale sezione corrente (sezione F)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
72	80232,0	-10590400,0	0,0	N	80232,0	-12479740,0	472774,5	0,850	OK

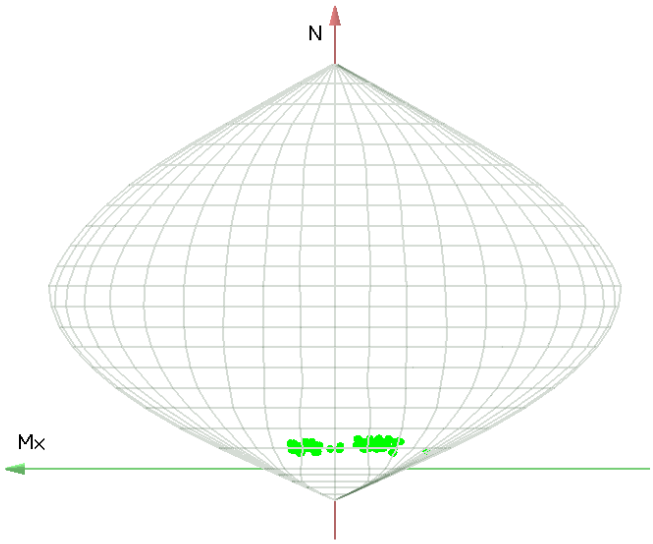


Figura 91. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	4.558e-02	20	0	-1.247e+04	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	4.558e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.20	20	2.736e+05	6.112e+04	1.247e+04	2.5	1.08

12.1.2 Verifiche SLU diaframma laterale sezione di testa (sezione G)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
20	153377,0	-25288400,0	0,0	N	153377,0	-44704420,0	1355713,0	0,570	OK

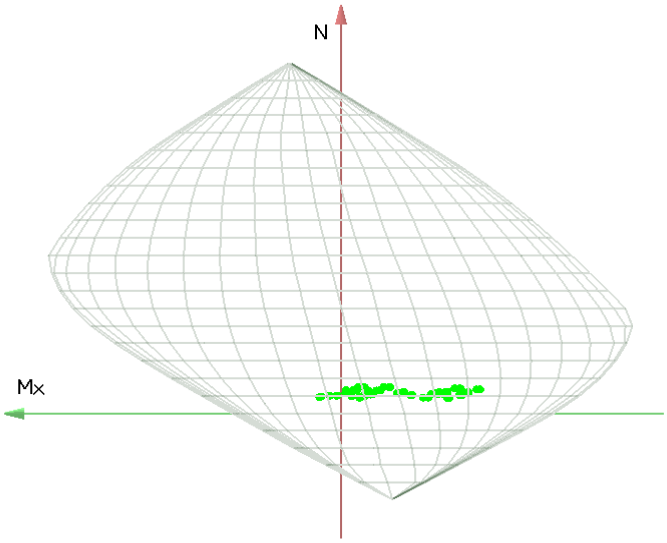


Figura 92. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.42	60	0	-1.138e+05	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.42	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.93	61	2.734e+05	1.222e+05	1.140e+05	2.5	1.08

12.1.3 Verifiche SLU diaframma centrale (sezione E)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
71	152858,0	7283700,0	0,0	N	152858,0	7364376,0	772765,6	0,990	OK

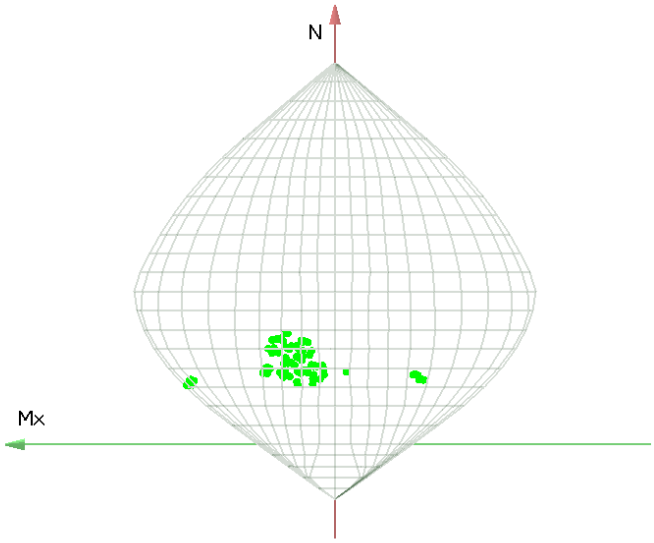


Figura 93. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.10	71	0	1.445e+05	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.10	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.49	71	1.445e+05	2.945e+04	1.445e+05	2.5	1.18

12.1.4 Verifiche SLE diaframma laterale sezione corrente (sezione F)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
102 OK	-5008080,0	0,0	90303,0	-34,6	0,25	607,5	0,18

Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
102 OK	-5008080,0	0,0	90303,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
116 OK	-2161300,0	0,0	87089,0	-15,1	0,15	0.00	0,00

12.1.5 Verifiche SLE diaframma laterale sezione di testa (sezione G)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
100 OK	-19731360,0	0,0	113074,0	-85,9	0,63	1676,5	0,50

Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
100 OK	-19731360,0	0,0	113074,0	0.18	0,92

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
114 OK	-13270300,0	0,0	106399,0	-59,6	0,60	0.09	0,31

12.1.6 Verifiche SLE diaframma centrale (sezione E)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
87 OK	2202800,0	0,0	197395,0	-60,7	0,44	-849,0	0,25

Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
87 OK	2202800,0	0,0	197395,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
111 OK	1631100,0	0,0	184284,0	-50,7	0,51	0.00	0,00

12.2 Piedritti laterali

I piedritti laterali sono armati come segue:

- Armatura corrente Φ24/10+Φ24/20 cm
- Armatura aggiuntiva lato terreno 5Φ24
- Spille: Φ12/30x30 cm

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **5,2 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza pari a 14 cm dal precedente.

12.2.1 Verifiche SLU (sezione D)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
61	126456,0	-40475300,0	0,0	N	126456,0	-60789580,0	949647,1	0,670	OK

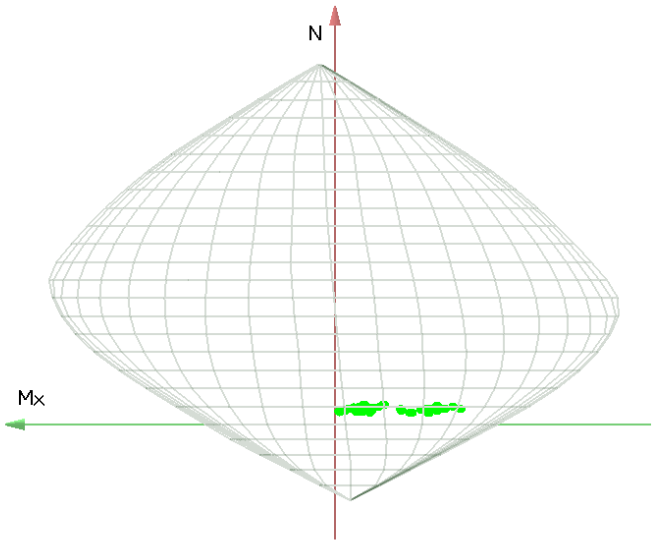


Figura 94. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.41	60	0	-1.511e+05	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.41	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.96	60	3.653e+05	1.579e+05	1.511e-05	2.5	1.05

12.2.2 Verifiche SLE (sezione D)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
100 OK	-27088300,0	0,0	106887,0	-66,6	0,49	1738,8	0,52

Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
100 OK	-27088300,0	0,0	106887,0	0.18	0,91

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
114 OK	-20784400,0	0,0	100211,0	-51,8	0,52	0.12	0,38

12.3 Piedritto centrale

Il piedritto centrale è armato come segue:

- Armatura corrente Φ16/10 cm
- Spille: Φ8/40x30 cm

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **4,8 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza pari a 14 cm dal precedente.

12.3.1 Verifiche SLU (sezione C)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
71	148733,0	9280900,0	0,0	N	148733,0	15157910,0	1214638,0	0,610	OK

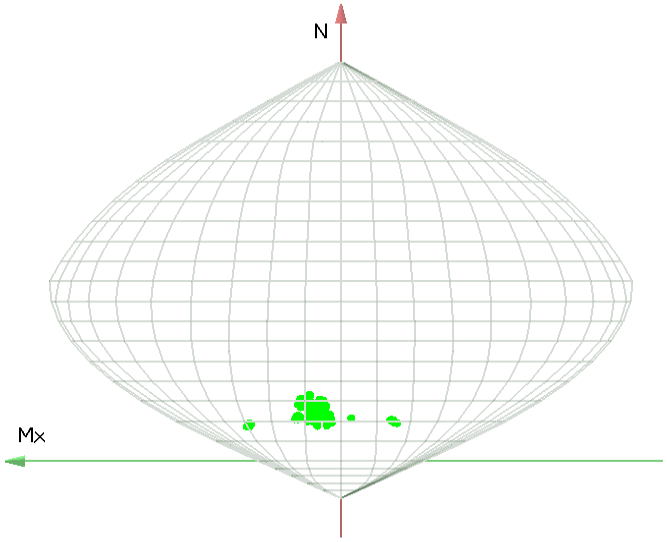


Figura 95. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	5.071e-02	71	0	1.269e-04	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	5.071e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.37	71	2.502e+05	3.465e+05	1.269e-04	2.5	1.09

12.3.2 Verifiche SLE (sezione C)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σ_{cL} = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: σ_{aL} = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
87	OK	2860400,0	0,0	193270,0	-29,1	0,21	-420,6	0,12

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
87	OK	2860400,0	0,0	193270,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σ_{cL} = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
115	OK	2138500,0	0,0	179956,0	-24,8	0,25	0.00	0,00

12.4 Solettone di copertura

Il solettone di copertura è armato in direzione trasversale come segue:

- Armatura inferiore corrente Φ30/10 cm +Φ26/20 cm
- Armatura inferiore aggiuntiva in campata Φ30/20 cm
- Armatura superiore corrente: Φ30/10 cm
- Armatura superiore aggiuntiva in appoggio (su una lunghezza di 300 cm): Φ30/10+Φ26/20 cm
- Spille correnti: Φ10/40x30 cm
- Spille in appoggio (su una lunghezza di 300 cm): Φ12/20x30 cm

L'armatura di ripartizione nelle solette in direzione longitudinale viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione trasversale); pertanto tale armatura sarà realizzata con barre Φ24/20 cm inferiori e superiori.

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **8,9 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza cautelativamente pari a 6 cm dal precedente. Ogni registro prevede un massimo di 10 barre, eventuali barre aggiunte oltre questo limite passano al registro più interno.

12.4.1 Verifiche SLU sezione in campata (sezione A)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
24	43771,0	49135200,0	0,0	N	43771,0	64306900,0	0,0	0,760	OK

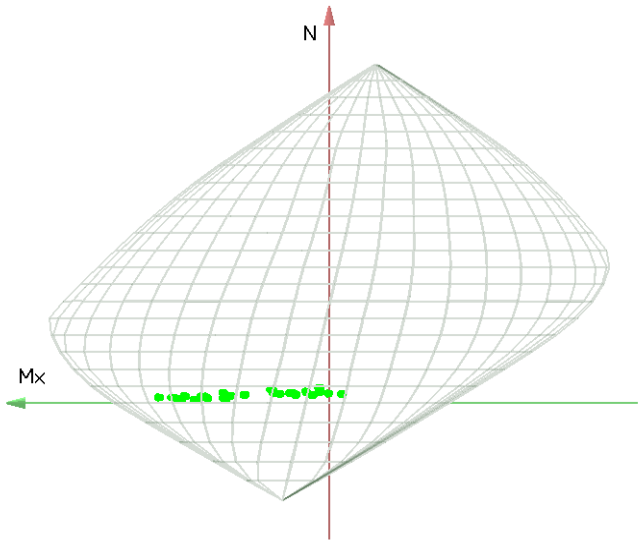


Figura 96. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	8.317e-02	72	0	2.572e+04	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	8.317e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.26	72	3.092e+05	9.997e+04	2.572e+04	2.5	1.05

12.4.2 Verifiche SLU sezione in incastro (sezione B)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
20	90518,0	-46789100,0	0,0	N	90518,0	-80832150,0	0,0	0,580	OK

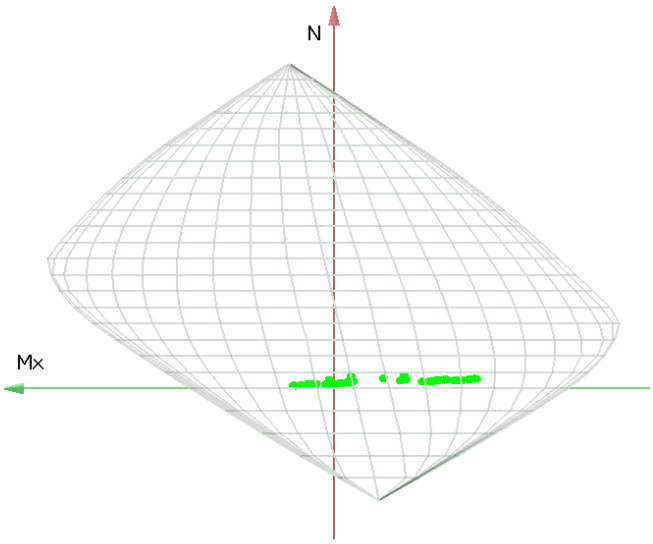


Figura 97. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.48	6	0	-1.463e-05	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.48	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.73	6	3.052e+05	1.999e+05	-1.463e-05	2.5	1.04

12.4.3 Verifiche SLE sezione in campata (sezione A)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
108 OK	34606400,0	0,0	36776,0	-95,2	0,69	2248,0	0,67

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
108 OK	34606400,0	0,0	36776,0	0.30	1,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
122 OK	25594100,0	0,0	40454,0	-71,2	0,72	0.22	0,74

12.4.4 Verifiche SLE sezione in incastro (sezione B)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
100	OK	-32422100,0	0,0	65522,0	-81,7	0,60	1646,9	0,49

Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
100	OK	-32422100,00,0	0,0	0.19	0,95	

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
114	OK	-22390000,0	0,0	54964,0	-57,0	0,57	0.13	0,43

12.5 Solettone di fondazione

Il solettone di fondazione è armato in direzione trasversale come segue:

- Armatura inferiore corrente Φ20/10 cm
- Armatura superiore corrente: Φ20/10 cm
- Spille: Φ10/40x30 cm

L'armatura di ripartizione nelle solette in direzione longitudinale viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione trasversale); pertanto tale armatura sarà realizzata con barre Φ14/20 cm inferiori e superiori.

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **7,4 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza cautelativamente pari a 6 cm dal precedente. Ogni registro prevede un massimo di 10 barre, eventuali barre aggiunte oltre questo limite passano al registro più interno.

12.5.1 Verifiche SLU sezione in campata (sezione A)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazione di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
2	50,0	-1266100,0	0,0	N	49,9	-10178890,0	0,1	0,120	OK

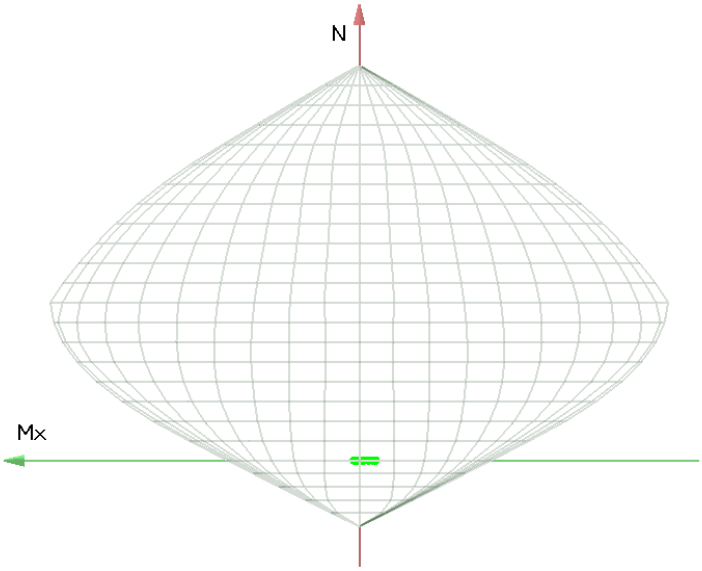


Figura 98. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	4.008e-02	2	0.0	7368.23	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	4.008e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.17	2	1.838e+05	4.354e+04	7368.23	2.50	1.00

12.5.2 Verifiche SLU sezione in incastro (sezione B)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazione di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
2	67,0	-686800,0	0,0	N	66,9	-10179550,0	0,1	0,070	OK

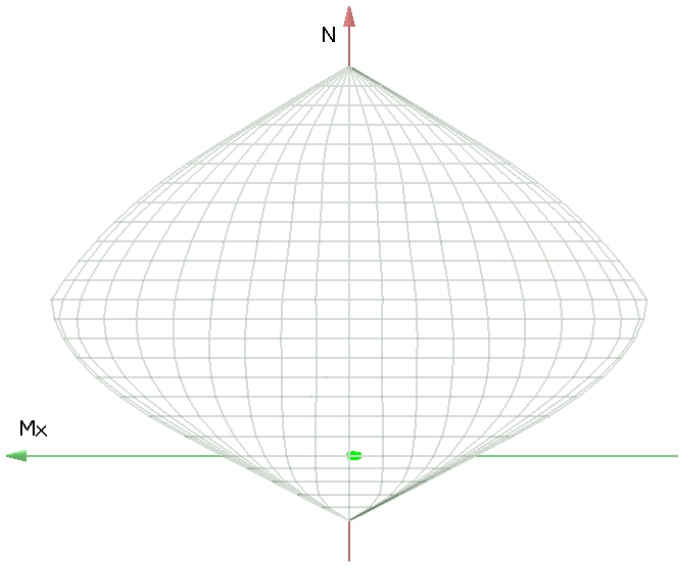


Figura 99. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	2.737e-02	2	0.0	-5030.62	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	2.737e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.12	2	1.838e+05	4.354e+04	-5030.62	2.50	1.00

12.5.3 Verifiche SLE sezione in campata (sezione A)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
12	OK	-899100,1	0,0	40,0	-8,2	0,06	357,8	0,11

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
12	OK	-899100,1	0,0	40,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
15	OK	-700100,0	0,0	85,0	-6,4	0,06	0.00	0,00

12.5.4 Verifiche SLE sezione in incastro (sezione B)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σ_{cL} = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: σ_{aL} = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
12	OK	-494900,0	0,0	54,0	-4,5	0,03	196,5	0,06

Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
12	OK	-494900,0	0,0	54,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σ_{cL} = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
15	OK	-410600,0	0,0	116,0	-3,7	0,04	0.00	0,00

12.6 Solettone di fondazione Circumvesuviana

Le verifiche del solettone lato Circumvesuviana sono state condotte mediante un modello specifico per questo lato della galleria artificiale in cui sono stati adeguati geometria e carichi.

Il solettone di fondazione è armato in direzione trasversale come segue:

- Armatura inferiore corrente Φ20/10 cm
- Armatura superiore corrente: Φ20/10 cm
- Spille: Φ10/40x30 cm

L'armatura di ripartizione nelle solette in direzione longitudinale viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione trasversale); pertanto tale armatura sarà realizzata con barre Φ14/20 cm inferiori e superiori.

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **7,4 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza cautelativamente pari a 6 cm dal precedente. Ogni registro prevede un massimo di 10 barre, eventuali barre aggiunte oltre questo limite passano al registro più interno.

12.6.1 Verifiche SLU sezione in campata (sezione A)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazione di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
2	50,0	-1266100,0	0,0	N	50,0	-7006620,0	0,1	0,180	OK

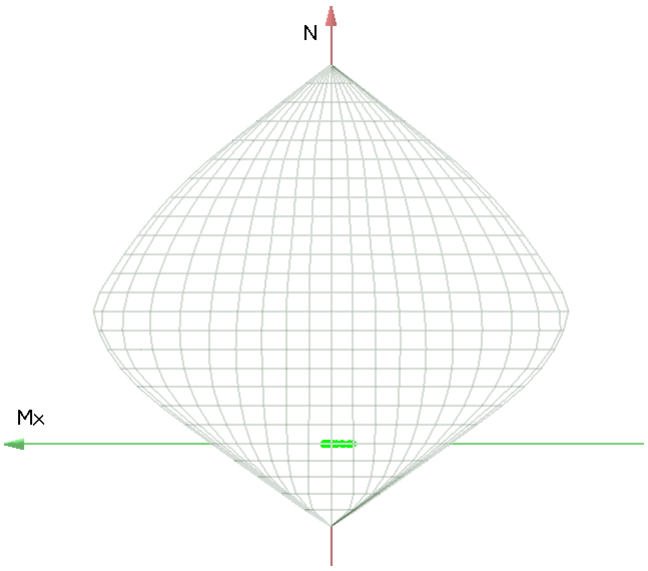


Figura 100. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	4.008e-02	2	0.0	7368.23	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	4.008e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.17	2	1.838e+05	4.354e+04	7368.23	2.50	1.00

12.6.2 Verifiche SLU sezione in incastro (sezione B)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazione di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
2	50,0	-1266100,0	0,0	N	50,0	-7006620,0	0,0	0,180	OK

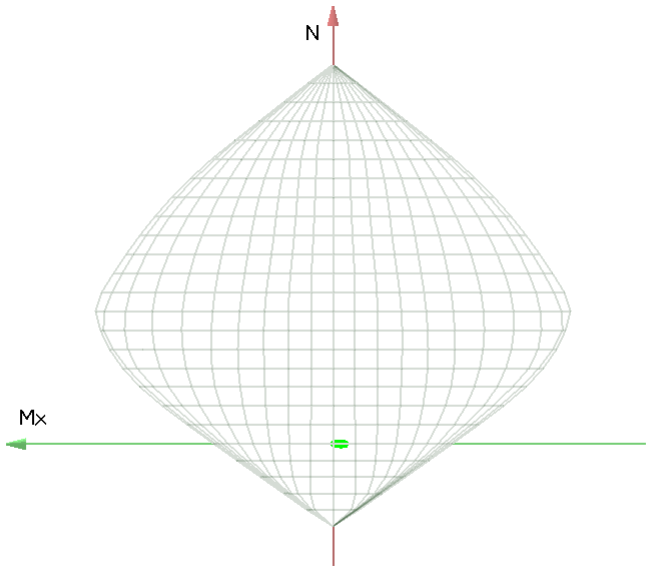


Figura 101. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	2.737e-02	2	0.0	-5030.62	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	2.737e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.12	2	1.838e+05	4.354e+04	-5030.62	2.50	1.00

12.6.3 Verifiche SLE sezione in campata (sezione A)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σ_{cL} = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: σ_{aL} = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
12	OK	-899100,1	0,0	40,0	-14,2	0,10	518,4	0,15

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
12	OK	-899100,1	0,0	40,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σ_{cL} = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
15	OK	-700100,0	0,0	85,0	-11,1	0,11	0.00	0,00

12.6.4 Verifiche SLE sezione in incastro (sezione B)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
12	OK	-494900,0	0,0	54,0	-7,8	0,06	284,9	0,08

Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
12	OK	-494900,0	0,0	54,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
15	OK	-410600,0	0,0	116,0	-6,5	0,07	0.00	0,00

12.7 Fodere

La fodera esterna è armata come segue:

- Armatura corrente Φ16/20 cm
- Spille correnti: Φ8/40x30 cm

L'armatura di ripartizione nella fodera esterna in direzione longitudinale viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione verticale); pertanto tale armatura sarà realizzata con barre Φ10/30 cm interne ed esterne.

La fodera interna è armata come segue:

- Armatura corrente Φ16/20 cm
- Spille: Φ8/40x30 cm

L'armatura di ripartizione nella fodera interna in direzione longitudinale viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione verticale); pertanto tale armatura sarà realizzata con barre Φ10/30 cm interne ed esterne.

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **6,6 cm**.

12.7.1 Verifiche SLU fodera esterna (sezione C)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazione di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
9	4630,0	-100600,0	0,0	N	4630,0	-978214,1	224619,7	0,100	OK

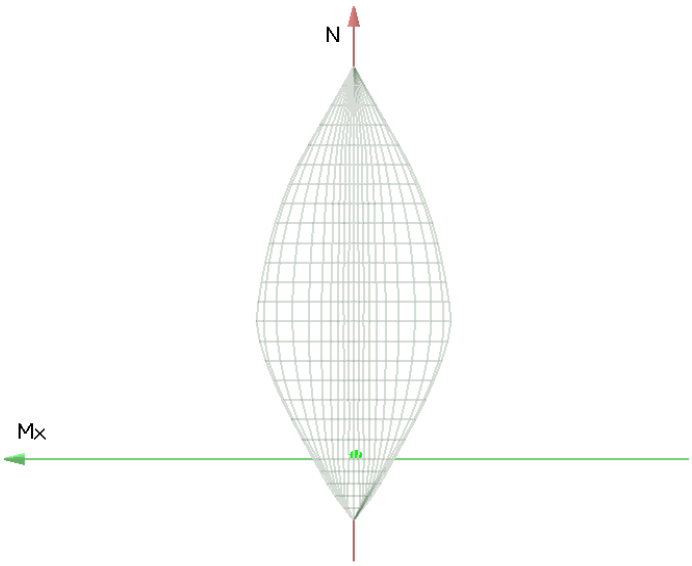


Figura 102. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	2.020e-02	9	0.0	1090.82	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	2.020e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.13	9	5.401e+04	8098.43	1090.82	2.50	1.01

12.7.2 Verifiche SLU fodera interna (sezione D)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazione di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
10	1459,0	21500,0	0,0	N	1459,0	198317,7	67335,8	0,110	OK

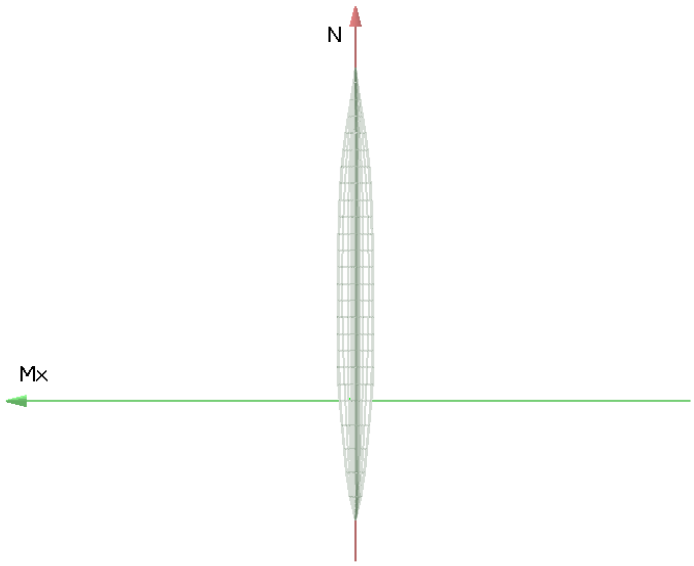


Figura 103. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	1.766e-02	10	0.0	-249.98	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	1.766e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.12	10	1.416e+04	2124.18	249.98	2.50	1.01

12.7.3 Verifiche SLE fodera esterna (sezione C)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σ_{cL} = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: σ_{aL} = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
11 OK	-55100,0	0,0	4758,0	-5,9	0,04	-57,0	0,02

Fessure: WkL = 0,20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
11 OK	-55100,0	0,0	4758,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σ_{cL} = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
15 OK	-67700,0	0,0	4682,0	-7,5	0,08	0.00	0,00

12.7.4 Verifiche SLE fodera interna (sezione D)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
12 OK	683,8	0,0	1433,0	-1,5	0,01	-18,1	0,01

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
12 OK	683,8	0,0	1433,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
15 OK	1200,0	0,0	1458,0	-1,8	0,02	0.00	0,00

13 VERIFICHE SISMICHE SLD

13.1 Criteri di verifica

Come già ricordato, in ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita, verifiche già condotte e riportate nel dettaglio nei paragrafi precedenti;
- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

A riguardo del calcolo allo SLD, si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara).

Per sintesi e chiarezza si riportano i risultati riassunti in forma grafica.

13.1.1 Diaframmi e piedritti

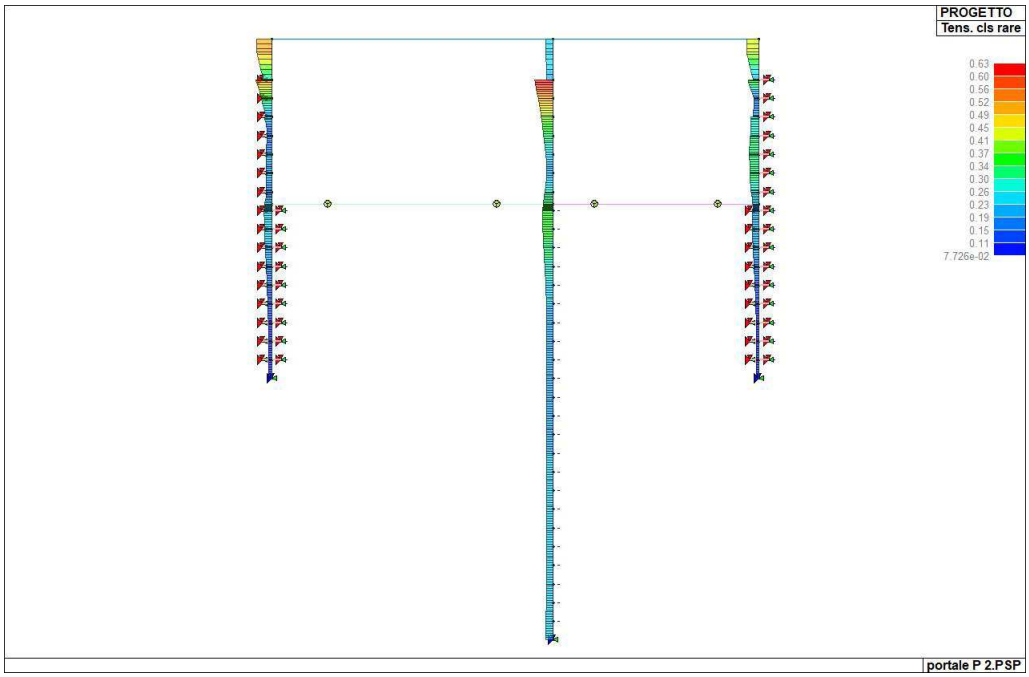


Figura 104. *Indice di verifica della tensione del calcestruzzo per combinazioni rare*

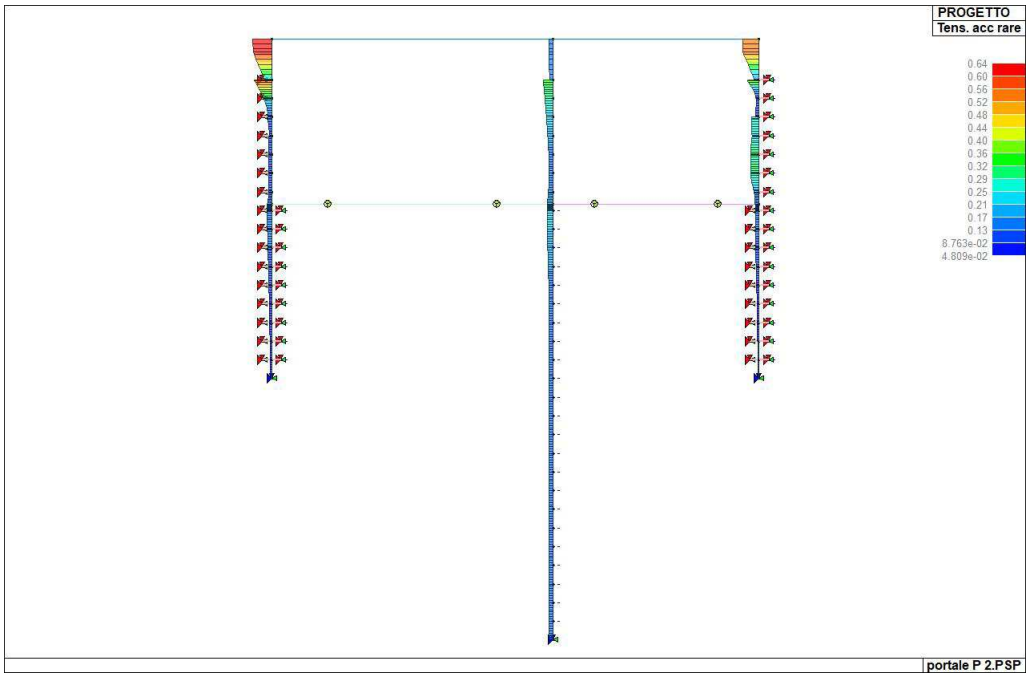


Figura 105. *Indice di verifica della tensione dell'acciaio per combinazioni rare*

13.1.2 Solettone di copertura

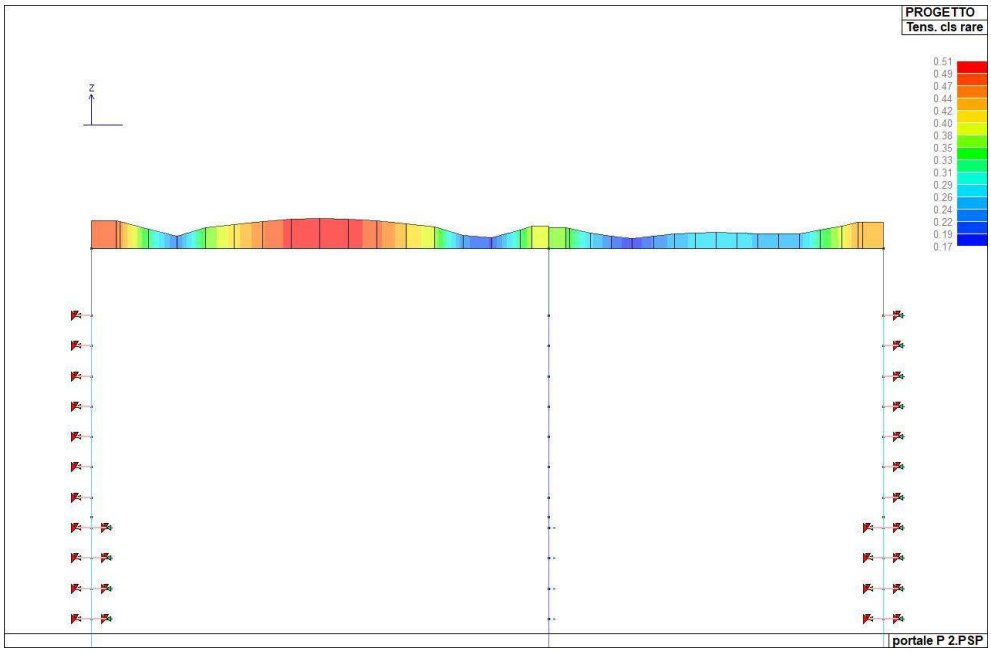


Figura 106. *Indice di verifica della tensione del calcestruzzo per combinazioni rare*

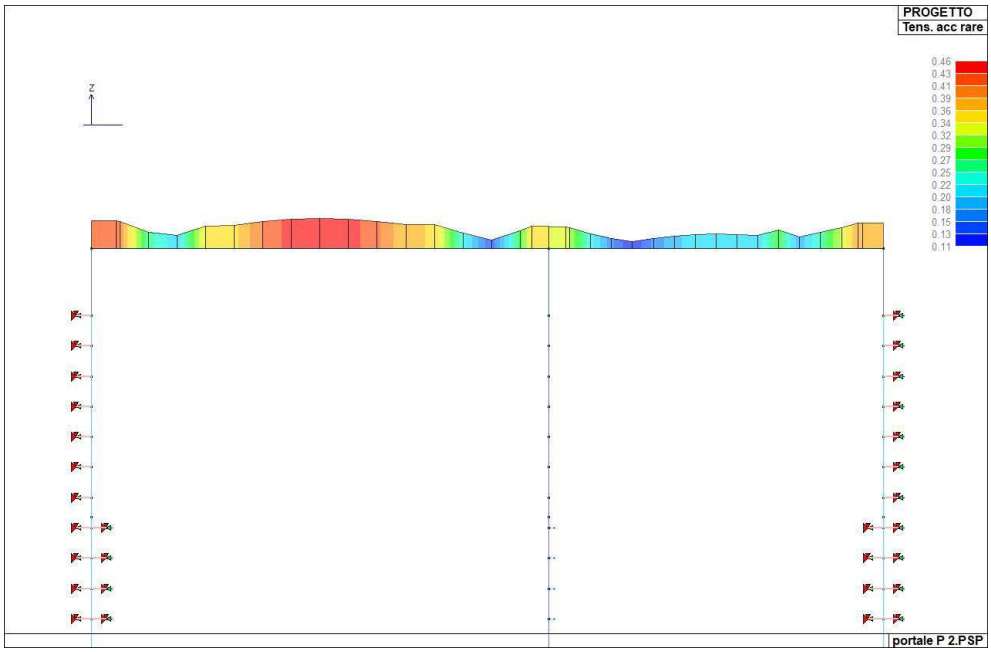


Figura 107. *Indice di verifica della tensione dell'acciaio per combinazioni rare*

13.1.3 Fodere

Figura 108. *Indice di verifica della tensione del calcestruzzo per combinazioni rare*

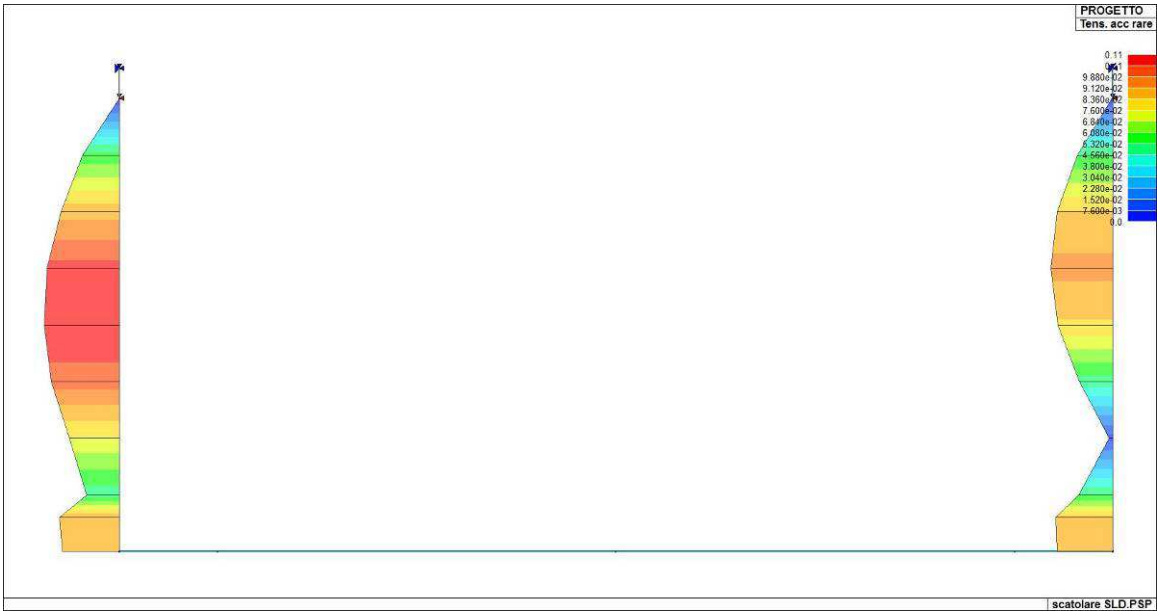


Figura 109. *Indice di verifica della tensione dell'acciaio per combinazioni rare*

13.1.4 Solettone di fondazione

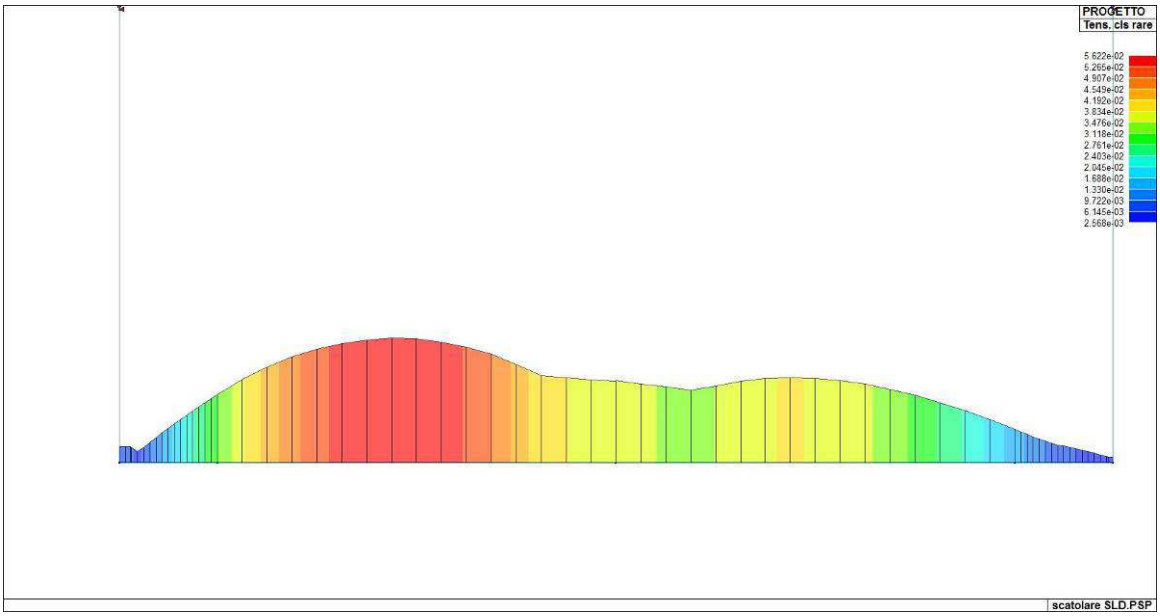


Figura 110. *Indice di verifica della tensione del calcestruzzo per combinazioni rare*

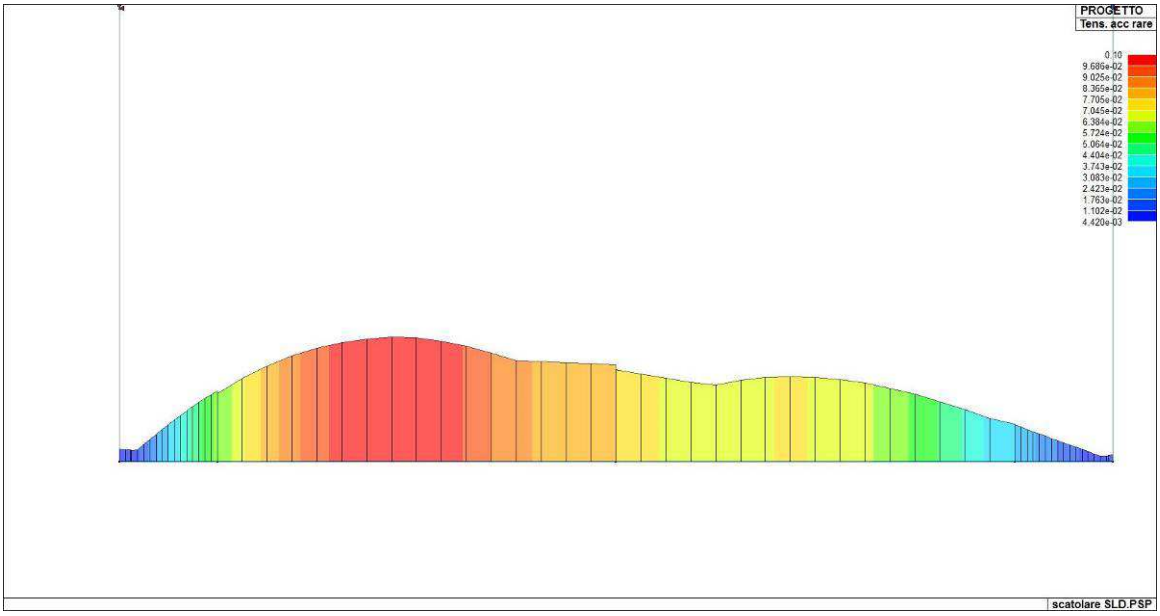


Figura 111. *Indice di verifica della tensione dell'acciaio per combinazioni rare*

Tutti gli indici sono inferiori all'unità e quindi le relative verifiche soddisfatte.

14 VERIFICHE DI PORTANZA DEI DIAFRAMMI

Si riportano le verifiche di portanza dei diaframmi, mediante confronto tra i valori desunti dalla curva di capacità portante e le sollecitazioni agenti sul diaframma per la combinazione più gravosa (differenziati tra diaframma centrale e laterale).

14.1 Diaframmi laterali

Si riporta di seguito lo sforzo normale massimo agente sui diaframmi laterali in corrispondenza del solettone di fondo per la combinazione maggiormente gravosa.

Figura 112. *Sforzo normale massimo sui diaframmi laterali*

L'azione assiale massima sui diaframmi laterali risulta pari a 1964 kN.

GA01 - SEZ TIPO P (laterale) - A1+M1+R3 - VERIFICA CARICO LIMITE DIAFRAMMA - Sp = 1.2m

a. Dati di calcolo

sp	spessore diaframma	1.20 m
Deq	diametro equivalente	1.24 m
Ap	Area base diaframma	1.20 mq
s	Superficie laterale del diaframma	2.00 m
zw	Profondità della falda dal p.c.	25.00 m
zp	Quota testa diaframma (di calcolo)	11.50 m
FSL	Fattore di sicurezza per la portata laterale (x3·gs)	1.61
FSB	Fattore di sicurezza per la portata di base (x3·gb)	1.89

Altezza terreno da p.d.i. [m] 5

b. Parametri geotecnici

strato	Formazione	spessore strato (m)	zbase strato (m da pc)	γ (kN/m^3)	ϕ (°)		Nq* (-)	q_{blim} (kPa)	τ_{lim} (kPa)	*Note*
1	Po/Ts	11.5	11.5	16	30			1700	150	
2	Ts	15.5	27.0	15	37		15	4300	150	
3	Pb	8.0	35.0	16	35		15	2975	150	
4	Pb	25.0	60.0	16	36		15	3485	150	

c. Calcolo carico limite

z da p.c. [m]	Lp [m]	β [-]	σ'v [kPa]	τi [kPa]	Qll [kN]		qbl [kPa]	Qbl [kN]	Wp [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]
0.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
0.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
1.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
1.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
2.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
2.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
3.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
3.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
4.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
4.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
5.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
5.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
6.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
6.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
7.0	-	-	8	6	0		0	0	0	0	0
7.5	-	-	16	13	0		0	0	0	0	0
8.0	-	-	24	19	0		0	0	0	0	0
8.5	-	-	32	26	0		0	0	0	0	0
9.0	-	-	40	32	0		0	0	0	0	0
9.5	-	-	48	38	0		0	0	0	0	0
10.0	-	-	56	45	0		0	0	0	0	0
10.5	-	-	64	51	0		0	0	0	0	0
11.0	-	-	72	58	0		0	0	0	0	0
11.5	0.0	0.80	80	64	0		0	0	0	0	0
12.0	0.5	0.77	88	67	66		1313	1575	6	1635	866
12.5	1.0	0.74	95	70	135		1425	1710	12	1833	973
13.0	1.5	0.71	103	73	206		1538	1845	18	2033	1081
13.5	2.0	0.68	110	75	280		1650	1980	24	2236	1190
14.0	2.5	0.65	118	76	355		1763	2115	30	2440	1301
14.5	3.0	0.62	125	78	432		1875	2250	36	2646	1412
15.0	3.5	0.59	133	78	510		1988	2385	42	2853	1524
15.5	4.0	0.56	140	78	589		2100	2520	48	3061	1636
16.0	4.5	0.53	148	78	667		2213	2655	54	3268	1749
16.5	5.0	0.50	155	78	745		2325	2790	60	3475	1861
17.0	5.5	0.48	163	78	822		2438	2925	66	3681	1973

Tabella 11. *Valori di capacità portante del diaframma in funzione della lunghezza utile*

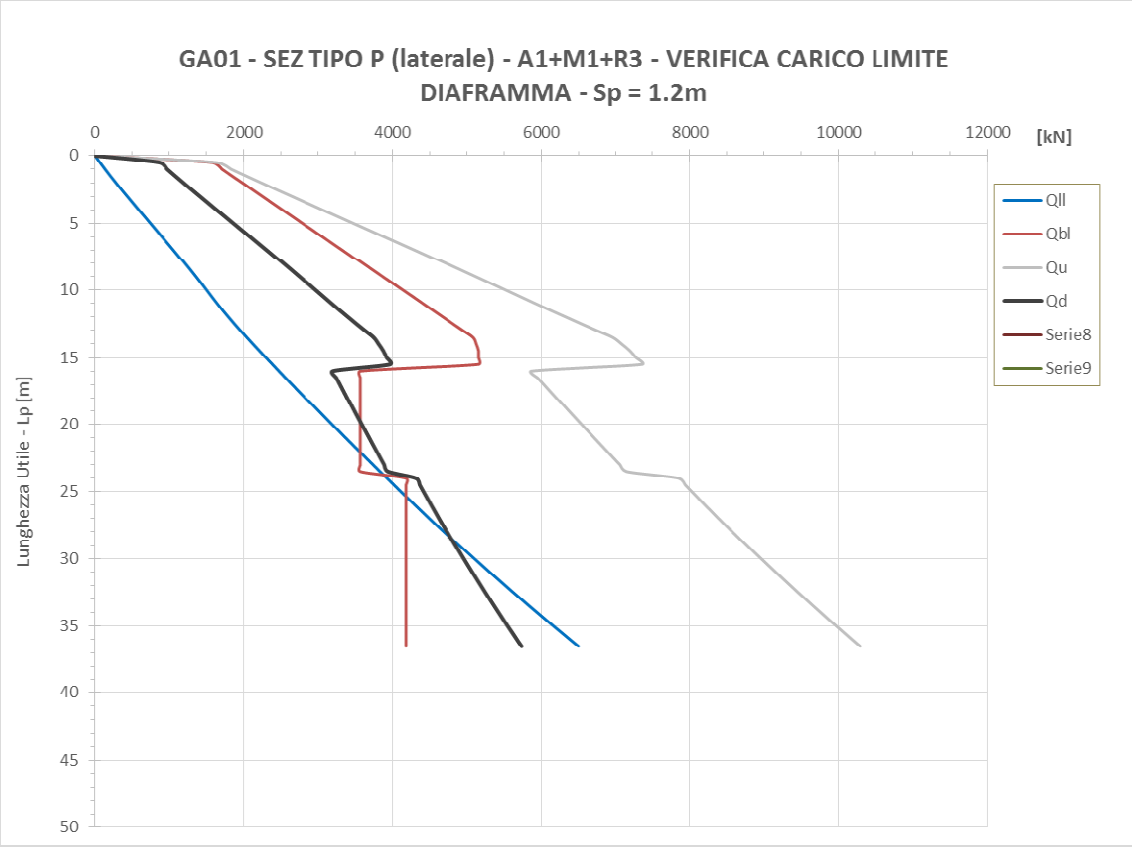


Figura 113. *Curva di capacità portante diaframma laterale sezione P*

Lunghezza totale diaframma = Lp + H scavo = 5,50 m + 7,12 m = 12,62 m → 16 m

Qslu = 1964 kN < 1973 kN

14.2 Diaframma centrale

Si riporta di seguito lo sforzo normale massimo agente sul diaframma centrale in corrispondenza del solettone di fondo per la combinazione maggiormente gravosa.

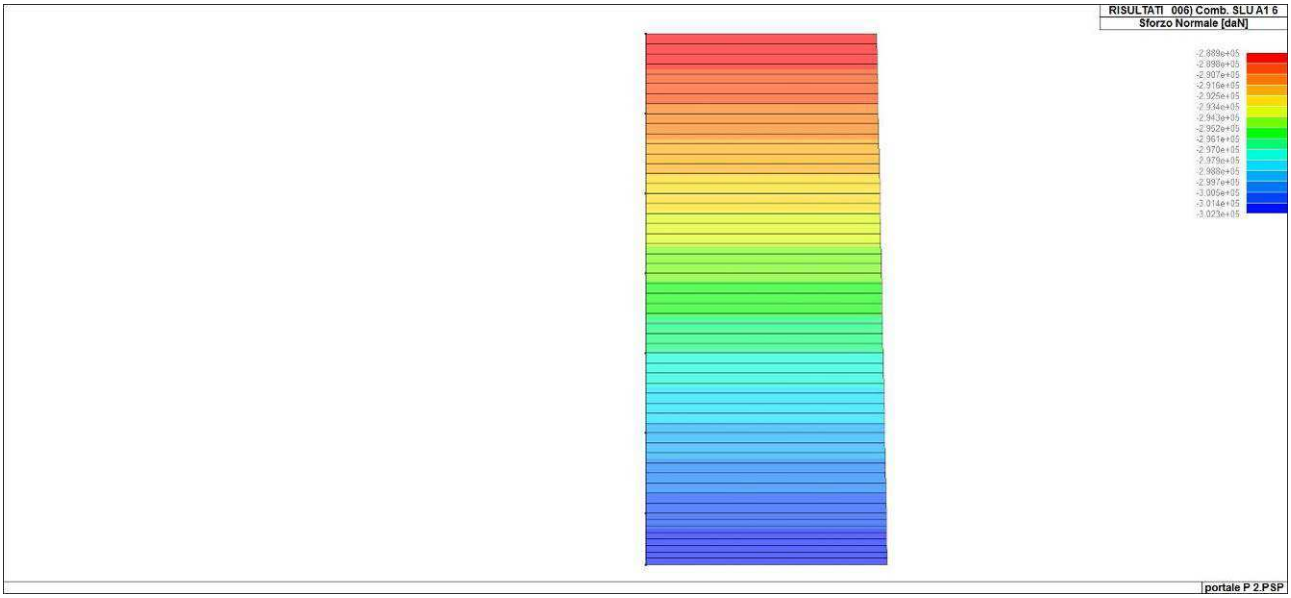


Figura 114. *Sforzo normale massimo sul diaframma centrale*

L'azione assiale massima sul diaframma centrale risulta pari a 3023 kN.

GA01 - SEZ TIPO P (centrale) - A1+M1+R3 - VERIFICA CARICO LIMITE DIAFRAMMA - Sp = 0.8m

a. Dati di calcolo

sp	spessore diaframma	0.80 m
Deq	diametro equivalente	1.01 m
Ap	Area base diaframma	0.80 mq
s	Superficie laterale del diaframma	2.00 m
zw	Profondità della falda dal p.c.	25.00 m
zp	Quota testa diaframma (di calcolo)	11.50 m
FSL	Fattore di sicurezza per la portata laterale (x3·gs)	1.61
FSB	Fattore di sicurezza per la portata di base (x3·gb)	1.89

L'andamento delle tensioni considera il detensionamento causato dallo scavo

Altezza di scavo [m]	11.5
Delta di pressione [kPa]	184

b. Parametri geotecnici

strato	Formazione	spessore strato (m)	zbase strato (m da pc)	γ (kN/m^3)	ϕ (°)		Nq* (-)	q_{blim} (kPa)	τ_{lim} (kPa)	Note
1	Po/Ts	11.5	11.5	16	30			1700	150	
2	Ts	15.5	27.0	15	37		15	4300	150	
3	Pb	8.0	35.0	16	35		15	2975	150	
4	Pb	25.0	60.0	16	36		15	3485	150	

c. Calcolo carico limite

z da p.c. [m]	Lp [m]	β [-]	σ'v [kPa]	τi [kPa]	Qli [kN]		qbl [kPa]	Qbl [kN]	Wp [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]
0.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
0.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
1.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
1.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
2.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
2.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
3.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
3.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
4.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
4.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
5.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
5.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
6.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
6.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
7.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
7.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
8.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
8.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
9.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
9.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
10.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
10.5	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
11.0	-	-	0	0	0		0	0	0	0	0
11.5	0.0	0.80	0	0	0		0	0	0	0	0
12.0	0.5	0.80	8	6	3		113	90	4	89	44
12.5	1.0	0.80	15	12	12		226	181	8	185	93
13.0	1.5	0.80	23	18	27		340	272	12	287	145
13.5	2.0	0.80	30	24	48		457	365	16	398	203
14.0	2.5	0.80	38	31	76		575	460	20	516	265
14.5	3.0	0.80	46	37	110		697	557	24	643	332
15.0	3.5	0.80	55	44	150		821	657	28	779	405
15.5	4.0	0.80	63	51	198		949	759	32	924	483
16.0	4.5	0.80	72	58	252		1079	863	36	1079	566
16.5	5.0	0.80	81	65	313		1213	970	40	1243	656
17.0	5.5	0.77	90	69	380		1349	1079	44	1415	750
17.5	6.0	0.74	99	73	451		1489	1191	48	1594	848
18.0	6.5	0.71	109	77	526		1631	1305	52	1779	950
18.5	7.0	0.68	118	80	605		1775	1420	56	1969	1054
19.0	7.5	0.65	128	83	687		1921	1537	60	2164	1162
19.5	8.0	0.62	138	86	771		2069	1655	64	2363	1272
20.0	8.5	0.59	148	87	858		2218	1775	68	2564	1383
20.5	9.0	0.56	158	88	946		2369	1895	72	2769	1496
21.0	9.5	0.53	168	89	1034		2520	2016	76	2974	1610
21.5	10.0	0.50	178	89	1123		2672	2137	80	3181	1725
22.0	10.5	0.48	188	90	1213		2824	2259	84	3388	1840
22.5	11.0	0.46	198	91	1304		2976	2381	88	3597	1955
23.0	11.5	0.44	209	92	1395		3129	2503	92	3807	2072
23.5	12.0	0.42	219	92	1487		3281	2625	96	4016	2188
24.0	12.5	0.40	229	92	1579		3433	2746	100	4225	2304
24.5	13.0	0.38	239	91	1670		3585	2868	104	4434	2420
25.0	13.5	0.36	249	90	1760		3736	2989	108	4641	2534
25.5	14.0	0.34	254	86	1848		3811	3049	112	4785	2616
26.0	14.5	0.32	259	83	1933		3886	3109	116	4926	2695
26.5	15.0	0.30	264	79	2014		3960	3168	120	5062	2771
27.0	15.5	0.30	269	81	2094		4034	3227	124	5197	2847
27.5	16.0	0.30	274	82	2176		2975	2380	115	4440	2461
28.0	16.5	0.30	280	84	2259		2975	2380	119	4520	2508
28.5	17.0	0.30	285	85	2343		2975	2380	122	4601	2556
29.0	17.5	0.30	290	87	2430		2975	2380	126	4684	2604
29.5	18.0	0.30	295	89	2517		2975	2380	130	4768	2654
30.0	18.5	0.30	300	90	2607		2975	2380	133	4853	2705
30.5	19.0	0.30	305	92	2697		2975	2380	137	4941	2757
31.0	19.5	0.30	310	93	2790		2975	2380	140	5029	2809
31.5	20.0	0.30	315	95	2884		2975	2380	144	5120	2863
32.0	20.5	0.30	320	96	2979		2975	2380	148	5211	2917
32.5	21.0	0.30	325	96	3075		2975	2380	151	5303	2972
33.0	21.5	0.30	330	97	3171		2975	2380	155	5397	3028

Tabella 12. *Valori di capacità portante del diaframma in funzione della lunghezza utile*

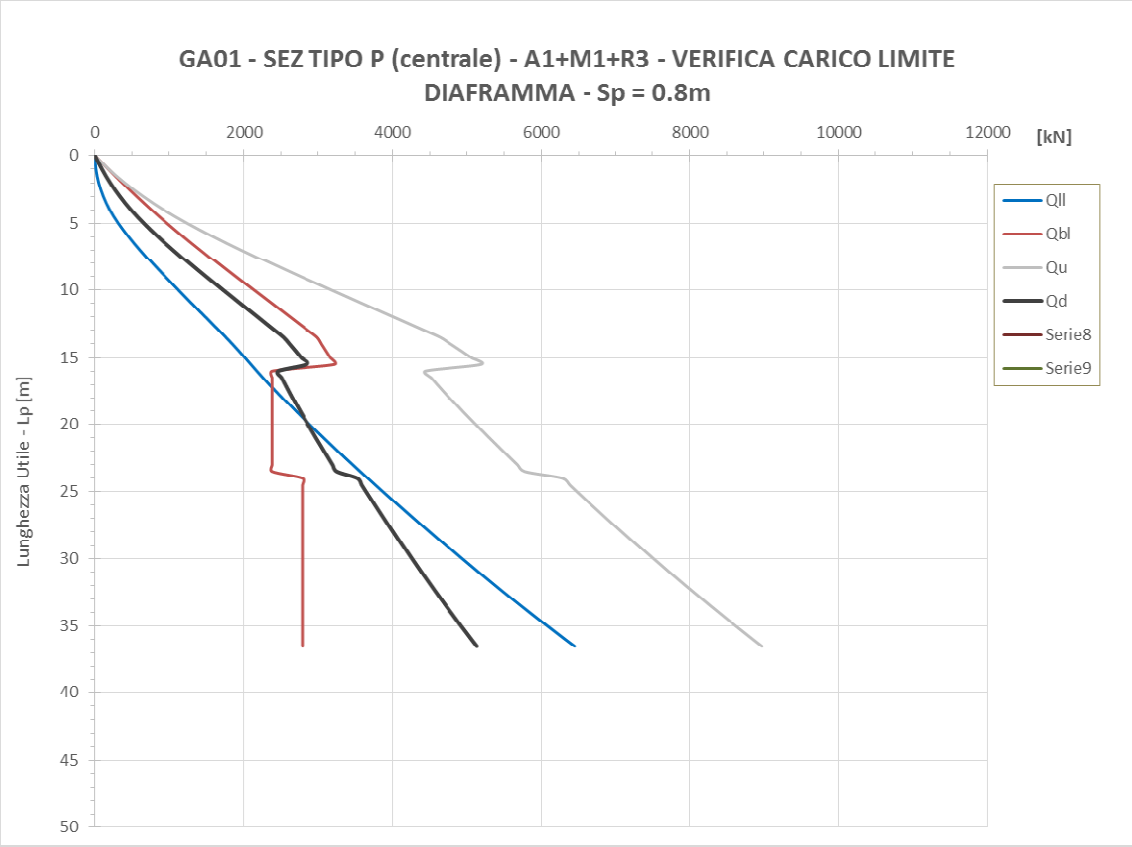


Figura 115. *Curva di capacità portante diaframma centrale sezione P*

Lunghezza totale diaframma = Lp + H scavo = 21,50 m + 7,12 m = 28,62 m → 30 m

Qslu = 3023 kN < 3028 kN

15 SPOSTAMENTI SUGLI EDIFICI

I movimenti del terreno a tergo delle paratie vengono generalmente interpretati mediante i seguenti due cinematismi elementari:

Cinematismo tipo "a sbalzo"

Nel caso di opere di sostegno non contrastate, ovvero nella fase iniziale degli scavi prima dell'installazione del primo livello di contrasti, la parete mostra la tipica deformata di strutture a sbalzo, con spostamenti orizzontali decrescenti all'aumentare della profondità. In tali condizioni il terreno a tergo subisce degli spostamenti che risultano circa proporzionali all'inverso della distanza dalla parete, con una distribuzione circa triangolare.

Cinematismo tipo "profondo"

Quando il movimento della parte superiore della struttura è impedito dalla presenza di uno o più livelli di supporti, la distribuzione degli spostamenti nel terreno è caratterizzata da movimenti profondi, al di sotto del piano di scavo. La deformata incrementale della parete presenta uno spanciamento con spostamenti orizzontali massimi nell'intorno del fondo scavo (movimenti profondi). In tale circostanza i movimenti del piano campagna crescono con la distanza dalla parete fino ad un valore massimo per poi diminuire nuovamente ed annullarsi oltre una certa distanza limite.

La composizione di questi due cinematismi da luogo a cinematismi composti.

I metodi empirici attualmente disponibili in letteratura tendono a correlare gli spostamenti verticali massimi del piano campagna ($S_{v,max}$) con gli spostamenti orizzontali massimi della parete ($S_{w,max}$), questi ultimi di più facile determinazione.

La correlazione proposta da Mana & Clough (1981), successivamente modificata da Pane & Tamagnini (1997) sulla base di numerosi case-histories documentati in letteratura, con altezze di scavo comprese tra 6 m e 60 m, distinguendo le misure in base al cinematismo esibito dalla parete appunto di tipo *"a sbalzo*" o "*profondo*".

L'interpolazione lineare dei dati sperimentali disponibili fornisce un relazione:

$$\frac{S_{v,\max}}{S_{w,\max}} \approx 0.94 \div 0.64$$

Il limite superiore del rapporto si riferisce a strutture con cinematismo "*profondo*" e costituisce una correlazione molto soddisfacente dei risultati. Il valore inferiore fa riferimento a cinematismi di tipo "*a sbalzo*", i cui dati sperimentali sono meno numerosi e più dispersi. In generale si assume in via cautelativa:

$$\frac{S_{v,\max}}{S_{w,\max}} \approx 1.0 \div 0.7$$

Noto lo spostamento verticale massimo una stima dei movimenti al piano campagna può essere fatta mediante i profili di subsidenza normalizzati, espressi in termini di distanza relativa X/H pari al rapporto tra la distanza dalla parete di sostegno (X) e la profondità di fondo scavo (H).

Per le strutture di sostegno non contraste in cui prevale un comportamento deformativo "*a sbalzo*", il profilo di subsidenza può essere determinato con una forma circa triangolare che si estende fino ad una distanza pari a 2·H, ove H è la massima profondità di scavo. In quetso caso, la distorsione angolare media a tergo della paratia sarà quindi la seguente:

$$\beta = \frac{S_{v,\max}}{2H} = \frac{0.7\,S_{w,\max}}{2H}$$

Si riporta quello proposto sempre da Mana & Clough (1981), successivamente modificato da Pane & Tamagnini (1997) per strutture contraste ovvero caratterizzate da cinematismi prevalentemente "*profondi*". In questo caso le misure sperimentali sono ben approssimate da un inviluppo di forma trapezoidale che si estende fino ad una distanza pari a 2·H dalla parete e presenta un gradiente costante in corrispondenza della zona 0.75·H < X < 2·H. Quindi la distorsione angolare media a tergo della paratia sarà la seguente:

$$\beta = \frac{S_{v,\max}}{1.25H} = \frac{S_{w,\max}}{1.25H}$$

Nel caso di edifici si dovrà quindi verificare che le distorsioni angolari non superino i valori ammissibili. In letteratura i valori di distorsioni angolari ammissibili per le strutture portanti sono indicati in 1/300÷1/250 (3.3÷4.0 $^0/_{00}$); mentre per le murature di tamponamento i valori scendono a 1/500÷1/300 (2.0÷3.0 $^0/_{00}$).

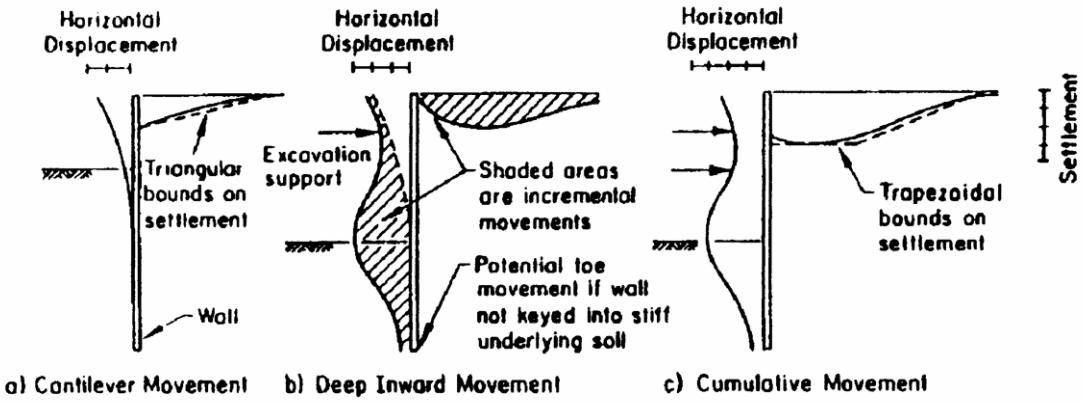


Figura 116. *Cinematismi tipo (Clough & O'Rourke, 1990)*

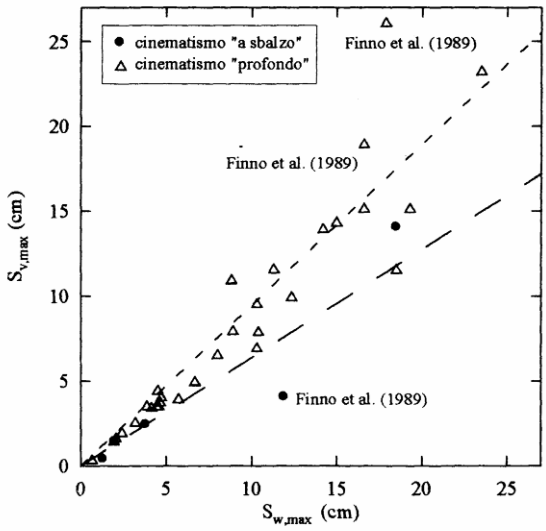


Figura 117. *Correlazione tra cedimento massimo del piano campagna e spostamento max della parete (Pane e Tamagnini, 1997 dopo Mana & Clough, 1981)*

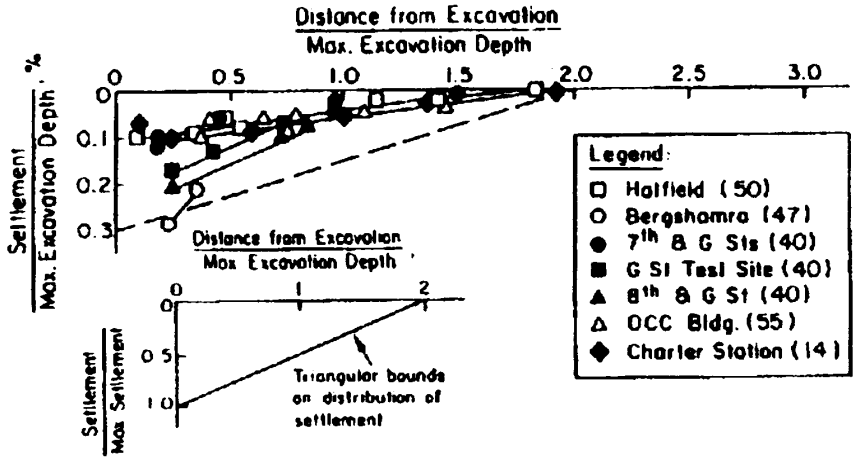


Figura 118. *Spostamenti verticali misurati in funzione della distanza dalla parete (Clough & O'Rourke, 1990)*

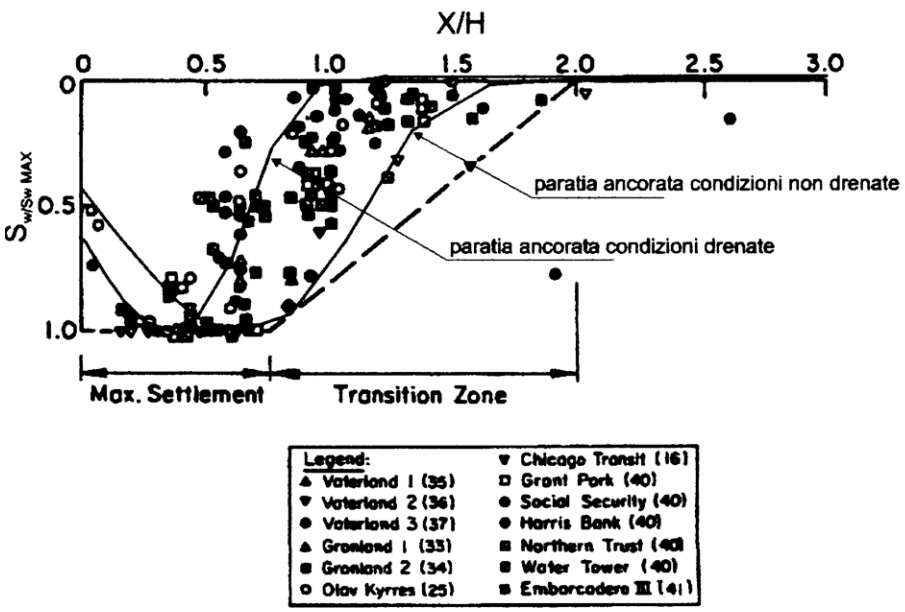


Figura 119. *Profili di subsidenza normalizzati (Pane & Tamagnini, 1997 Mana & Clough, 1981)*

Dunque, avendo uno spostamento orizzontale $S_{w,max}$ massimo di 3.9 mm, si può determinare lo spostamento verticale massimo $S_{v,max}$ atteso a tergo dei diaframmi e, in funzione dell'altezza di scavo H, una stima della distorsione angolare media β sugli edifici. Tali risultati sono esposti nella seguente tabella, per un cinematismo di tipo "profondo":

H scavo	Sw max	Sv/Sw	Sv max	β
m	mm		mm	‰
13.38	3.9	1	3.9	0.23

In letteratura i valori di distorsioni angolari ammissibili per le strutture portanti sono indicati in 1/300÷1/250 (3.3÷4.0 $^0/_{00}$); mentre per le murature di tamponamento i valori scendono a 1/500÷1/300 (2.0÷3.0 $^0/_{00}$).

Si può quindi concludere che l'entità e la distribuzione dei cedimenti indotti sugli edifici esistenti non sono tali da provocare danni né alle strutture né alle tamponature.

16 CALCOLO DELLE INCIDENZE

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo delle incidenze degli elementi strutturali, valutato a partire dai quantitativi di armatura necessari per il corretto funzionamento delle strutture e verificati nei paragrafi precedenti. Per tener conto delle armature di ripartizione si è considerato un 30% del quantitativo totale delle armature di forza. IL valore ottenuto è stato ulteriormente incrementato del 50% per tenere in considerazione armature necessarie a garantire la resistenza al taglio, ferri di costruzione e sovrapposizioni.

Il valore di incidenza così ottenuto è stato poi incrementato per la stima delle quantità globali al fine di tenere in considerazione tutte le possibili variabilità in gioco, connesse a:

- l'assunzione di coefficienti forfettari per la stima delle armature di ripartizione e di costruzione;

- la variabilità strutturale che potrebbe richiedere in punti singolari un quantitativo superiore di armatura per particolarità geometriche

- le eventuali inesattezze nella determinazione delle sollecitazioni sui diaframmi per quelle sezioni che non sono state oggetto di una verifica diretta degli effetti delle azioni sbilanciate (fare riferimento all'elaborato intitolato Addendum per la valutazione degli effetti delle spinte statiche sbilanciate)

Il valore così ottenuto (incidenza da calcolo + amplificazione cautelativa) è quello considerato nel computo metrico ed è presentato nella Tabella materiali ed incidenze (IF1M.0.0.E.ZZ.TT.GA.00.0.0.001).

SEZIONE P

Piedritti

			TOT	peso per	124.29
POS.	**n. ferri**	**ϕ**	**lungh. (cm)**	**arm. parziale**	**Peso**
Esterna corrente - 1° strato	10	24	100	1	35.513
Esterna aggiunta - 2° strato	10	24	100	1	35.513
Interna aggiunta - 2° strato	5	24	100	1	17.756
Interna corrente - 1° strato	10	24	100	1	35.513

γ acciaio	Base	Altezza	Lunghezza	Volume cls	INCIDENZA
kg/m^3	m	m	m	m^3	kg/m^3
7850	1.00	**1.65**	1.00	**1.65**	**147**

INCREMENTI	
x arm. ripart.	**1.3**
x spille ecc.	**1.5**

Soletta copertura

			TOT	peso per	149.83
POS.	**n. ferri**	**ϕ**	**lungh. (cm)**	**arm. parziale**	**Peso**
Superiore corrente - 1° strato	10	30	100	1	55.488
Superiore aggiunta - 2° strato	10	30	100	0.33	18.160
Superiore aggiunta - 3° strato	5	26	100	0.33	6.820
Inferiore aggiunta - 3° strato	5	30	100	0.50	13.872
Inferiore corrente - 1° strato	10	30	100	1	55.488
Armature aggiunte per sole verifiche incendio					
Inferiore aggiunta - 2° strato	10	26	100	1	41.678

γ acciaio	Base	Altezza	Lunghezza	Volume cls	INCIDENZA
kg/m^3	m	m	m	m^3	kg/m^3
7850	1.00	**1.40**	1.00	**1.40**	**238**

INCREMENTI	
x arm. ripart.	**1.3**
x spille ecc.	**1.5**

Fondazione

			TOT	peso per	49.32
POS.	**n. ferri**	**ϕ**	**lungh. (cm)**	**arm. parziale**	**Peso**
Superiore corrente - 1° strato	10	20	100	1	24.662
Inferiore corrente - 1° strato	10	20	100	1	24.662

γ acciaio	Base	Altezza	Lunghezza	Volume cls	INCIDENZA
kg/m^3	m	m	m	m^3	kg/m^3
7850	1.00	**1.00**	1.00	**1.00**	**96**

INCREMENTI	
x arm. ripart.	**1.3**
x spille ecc.	**1.5**

Diaframmi esterni

			TOT	peso per	46.23
POS.	n. ferri	ϕ	lungh. (cm)	arm. parziale	Peso
Esterna corrente - 1° strato	4	24	100	1	14.205
Esterna aggiunta - 1° strato	6	24	100	0.22	4.661
Esterna aggiunta - 2° strato	7	30	100	0.22	8.497
Interna aggiunta - 1° strato	6	24	100	0.22	4.661
Interna corrente - 1° strato	4	24	100	1	14.205

γ acciaio	Base	Altezza	Lunghezza	Volume cls	INCIDENZA
kg/m^3	m	m	m	m^3	kg/m^3
7850	1.00	**1.20**	1.00	**1.20**	**75**

INCREMENTI	
x arm. ripart.	**1.3**
x spille ecc.	**1.5**

Diaframmi interni

			TOT	peso per	28.41
POS.	n. ferri	ϕ	lungh. (cm)	arm. parziale	Peso
Esterna corrente - 1° strato	4	24	100	1	14.205
Interna corrente - 1° strato	4	24	100	1	14.205

γ acciaio	Base	Altezza	Lunghezza	Volume cls	INCIDENZA
kg/m^3	m	m	m	m^3	kg/m^3
7850	1.00	**0.80**	1.00	**0.80**	**69**

INCREMENTI	
x arm. ripart.	**1.3**
x spille ecc.	**1.5**

Fodere

			TOT	peso per	15.78
POS.	n. ferri	ϕ	lungh. (cm)	arm. parziale	Peso
Esterna corrente - 1° strato	5	16	100	1	7.892
Interna corrente - 1° strato	5	16	100	1	7.892

γ acciaio	Base	Altezza	Lunghezza	Volume cls	INCIDENZA
kg/m^3	m	m	m	m^3	kg/m^3
7850	1.00	**0.35**	1.00	**0.35**	**88**

INCREMENTI	
x arm. ripart.	**1.3**
x spille ecc.	**1.5**

Stima delle incidenze.

17 VALUTAZIONI BY-PASS E NICCHIE LATERALI

In prossimità delle sezioni P-1 e P-3 sono presenti due by-pass centrali.

La lunghezza di due diaframmi laterali al by-pass è stata riverificata adeguando il carico verticale di quelli normali della tratta P in base una semplice proporzione rispetto all'area di influenza e mantenendo la stessa lunghezza già adottata pari a 30 m.

Carico verticale diaframma centrale corrente:	3023 kN
Incremento per area di influenza:	1.5
Carico verticale diaframma lato by-pass:	4535 kN
Detrazione per alleggerimento soletta:	659 kN
Detrazione per minor ricoprimento rispetto alla sezione di calcolo	1736 kN
Carico verticale diaframma lato by-pass:	2140 kN

Lunghezza totale diaframma = Lp + H scavo = 22,00 m + 7,12 m = 29,12 m → 30 m

Qslu = 2140 kN < 3028 kN

In corrispondenza delle nicchie laterali valutazioni analoghe sono superflue poiché alla portata verticale concorrono anche i diaframmi trasversali che delimitano le stesse.

La dimensione limitata delle nicchie laterali e la loro configurazione geometrica rendono superflue ulteriori valutazioni puntuali. La soletta a copertura delle stesse lavora come piastra incastrata su tre lati, l'incidenza prevista per la soletta di copertura principale della tratta è senz'altro adeguata. L'eventuale incremento di sollecitazioni sui diaframmi laterali è ampiamente compensato dalla maggior rigidezza e resistenza di quelli aggiuntivi disposti trasversalmente alla galleria a delimitare le nicchie stesse.

18 VERIFICA TRAVE BY-PASS

In corrispondenza dei diversi by pass incontrati nelle sezioni a doppia canna ma singolo impalcato, la trasmissione dei carichi verticali alle coppie di diaframmi centrali poste prima e dopo il by pass stesso, avviene per mezzo del cordolo/piedritto che si trova a lavorare come trave continua lungo l'allineamento dei diaframmi centrali.

Si riportano in tabella le caratteristiche principali di tali configurazioni strutturali in modo da poter determinare e quindi verificare la configurazione più gravosa.

BY PASS per sezioni a doppia canna e impalcato semplice											
BY PASS	luce	ricoprimento	base	altezza	luce cop.	sp. imp.	PP	G	Q	Mmax SLU appoggio	Vmax SLU
sezione	m	m	cm	cm	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kNm	kNm
C1-2	7.5	2.60	150	270	20.40	1.20	101.25	553.86	102	-4862.81	3890.24
C-3	5.0	2.63	110	270	19.70	1.20	74.25	540.17	98.5	-2035.88	2443.06
D-5	5.0	3.18	110	290	19.45	1.40	79.75	629.60	97.25	-2298.94	2758.73
P-1	5.0	5.00	110	290	24.22	1.40	79.75	1180.73	121.1	-3923.52	4708.23
P-3	5.0	5.00	110	290	22.46	1.40	79.75	1094.93	112.3	-3654.71	4385.65

Tabella riassuntiva configurazioni BY PASS.

Vi sono tre tipologie di travi, di ognuna si analizza la configurazione più gravosa evidenziata in giallo in tabella.

Lo schema strutturale è quello di trave continua, quindi incastra a entrambi gli estremi, sollecitata dai carichi permanenti ed accidentali appena riassunti in tabella.

18.1 Trave by pass sezione P-1

Per la trave parete si assume la seguente armatura:

- Armatura longitudinale superiore corrente 10Φ30
- Armatura longitudinale di parete corrente 1+1Φ14/20 cm
- Armatura longitudinale superiore corrente 10Φ30
- Staffe correnti: Φ20/30 cm
- Staffe raffittite ad un metro dagli appoggi: Φ20/20 cm

Si riporta la verifica della sezione in appoggio essendo quella con maggiore sollecitazione tagliante e flettente:

18.1.1 Verifiche SLU

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazione di carico più gravosa è riportata la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
1	0,0	-39211700,0	0,0	N	0,0	-111759700,0	0,0	0,350	OK

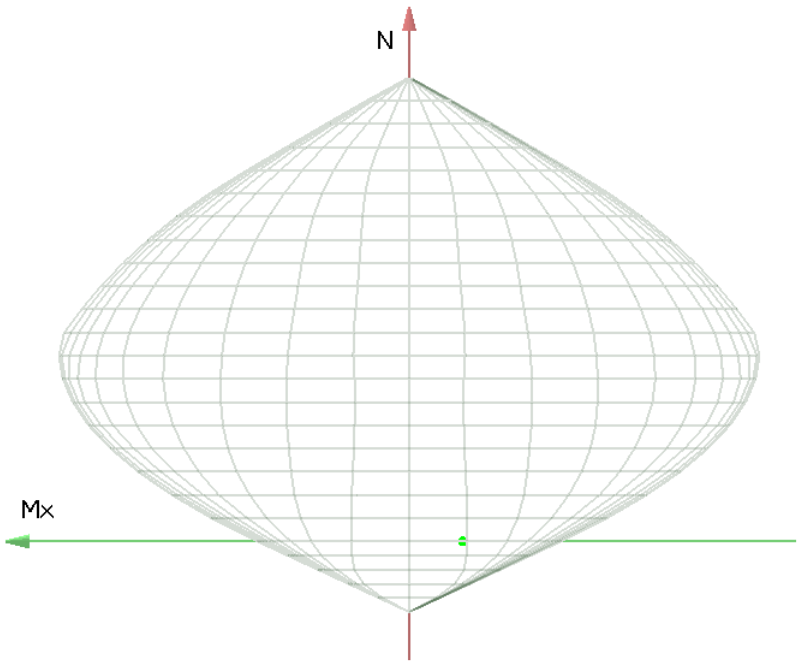


Figura 120. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.69	1	0.0	4.705e+05	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.69	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.60	1	6.861+05	7.827+05	4.705e+05	2.50	1

18.1.2 Verifiche SLE

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137,5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
2 OK	-28765600,0	0,0	0,0	-23,5	0,17	1148,8	0,34

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
2 OK	-28765600,0	0,0	0,0	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 100,0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0,30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
3 OK	-26749000,0	0,0	0,0	-21,9	0,22	0.00	0,00

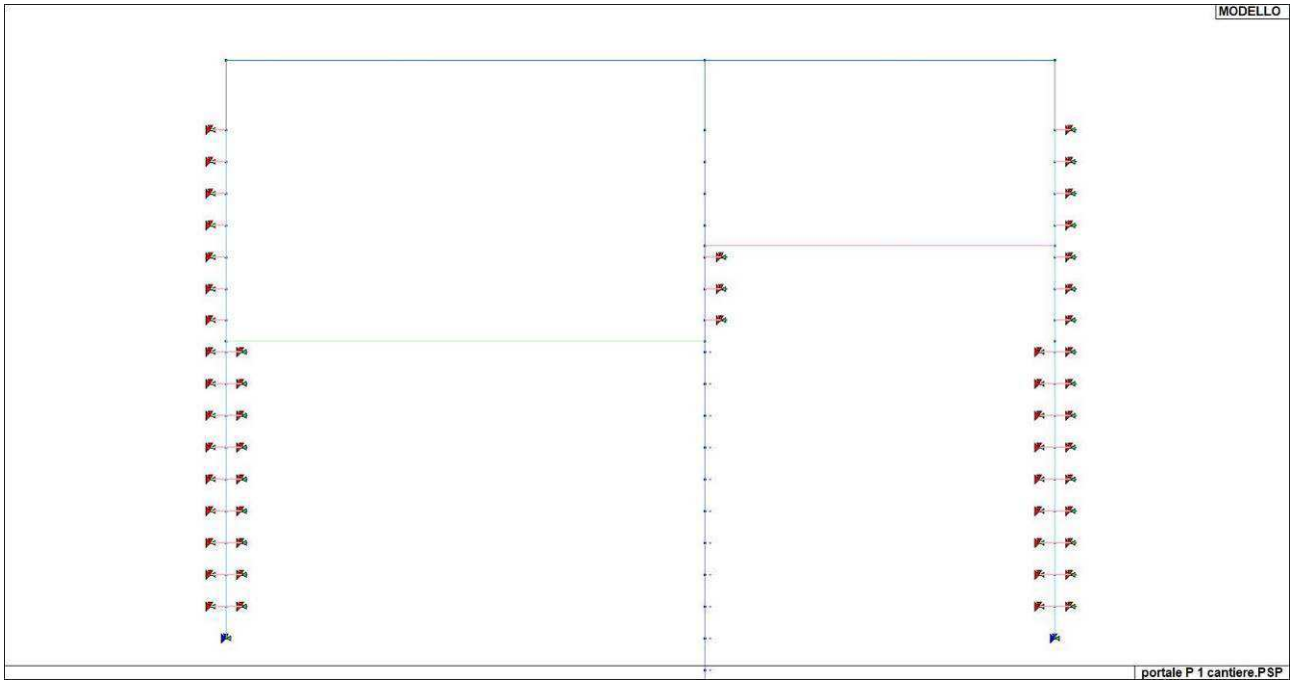
19 VALUTAZIONI DISLIVELLO FONDO SCAVO

Si aggiunge in coda a questa relazione, ultimo tratto di galleria artificiale a due canne ma semplice impalcato, una valutazione circa la possibilità che durante le operazioni di scavo di seconda fase possa esserci un dislivello tra i fondi scavo delle due canne per esigenze operative di cantiere.

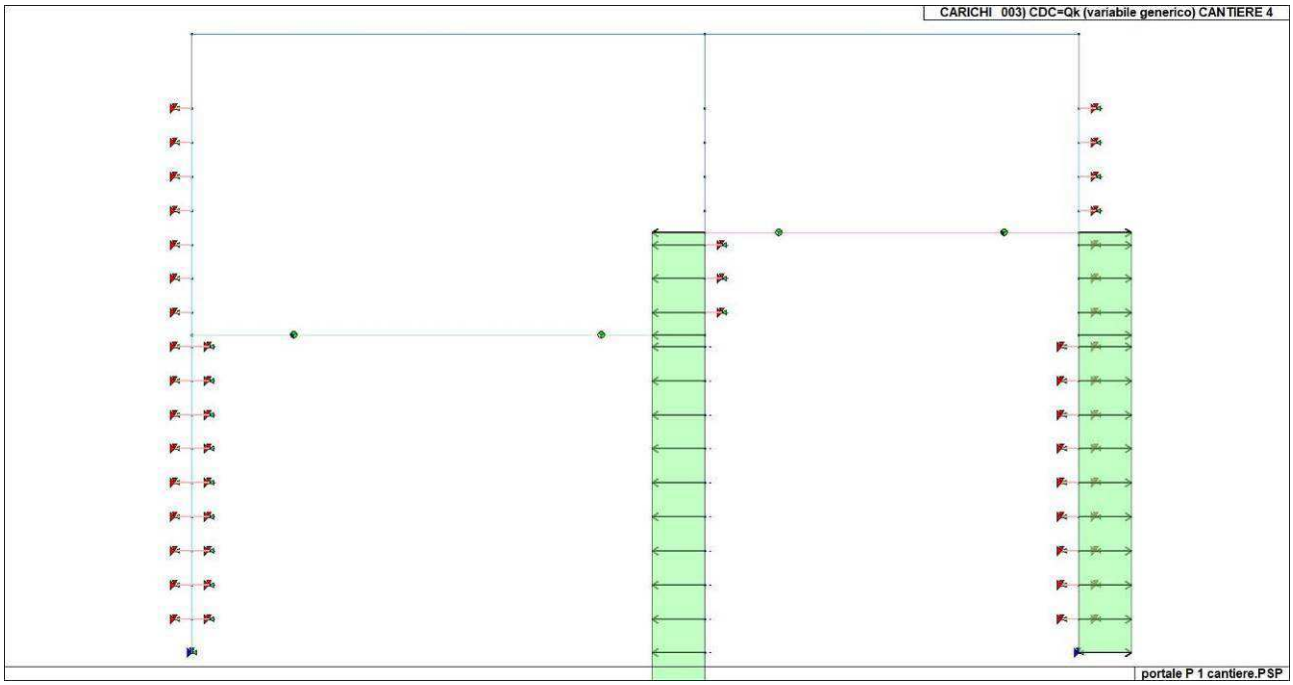
Utilizzando modellazione e analisi dei carichi di prima fase già esposte nei paragrafi precedenti, si introduce quindi il caso di un dislivello tra le due canne pari a 3 m.

19.1 Analisi

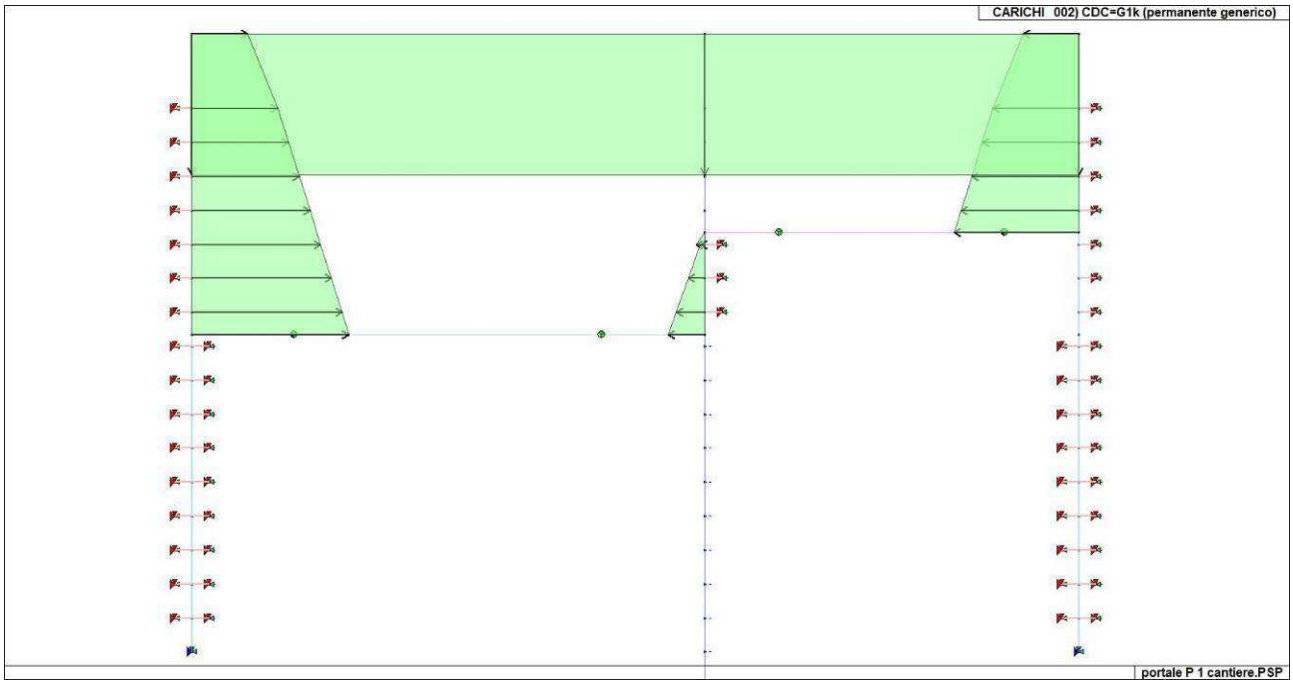
Si riportano in forma sintetica analisi della configurazione e verifica del diaframma centrale sottoposto ad un carico accidentale sbilanciato presente cioè, solamente lato fondo scavo più alto.



Vista unifilare del modello analizzato.



Caso di carico accidentale.



Caso di carico permanente.

19.2 Risultati

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni sul diaframma centrale per la combinazione a SLU analizzata (pesi propri e carichi permanenti amplificati con coefficiente 1.35 e carico accidentale con 1.5).

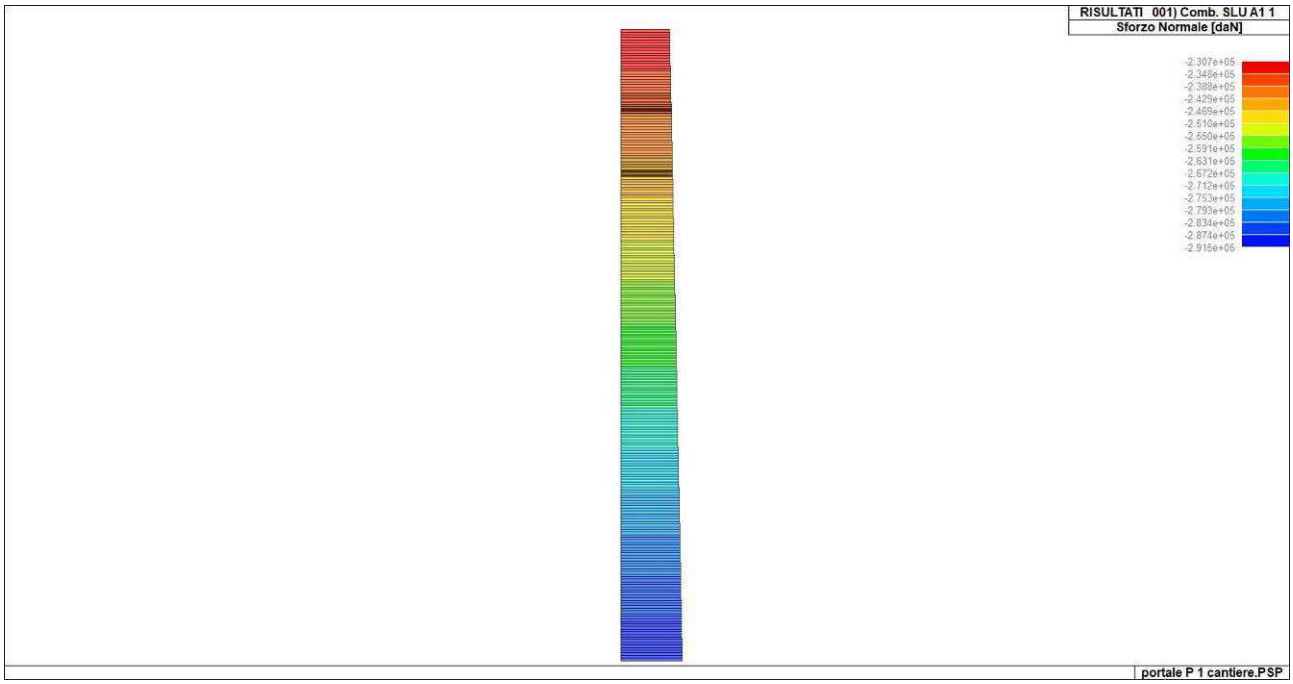


Diagramma azione assiale.

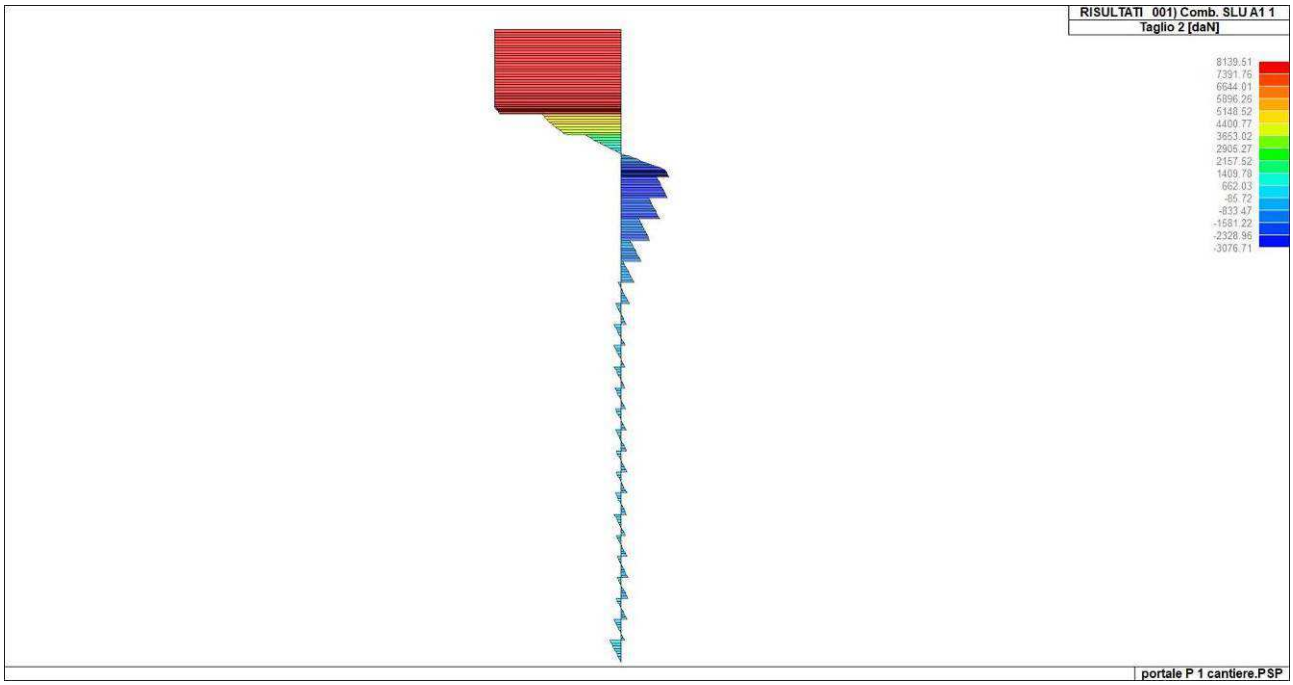


Diagramma azione tagliante.

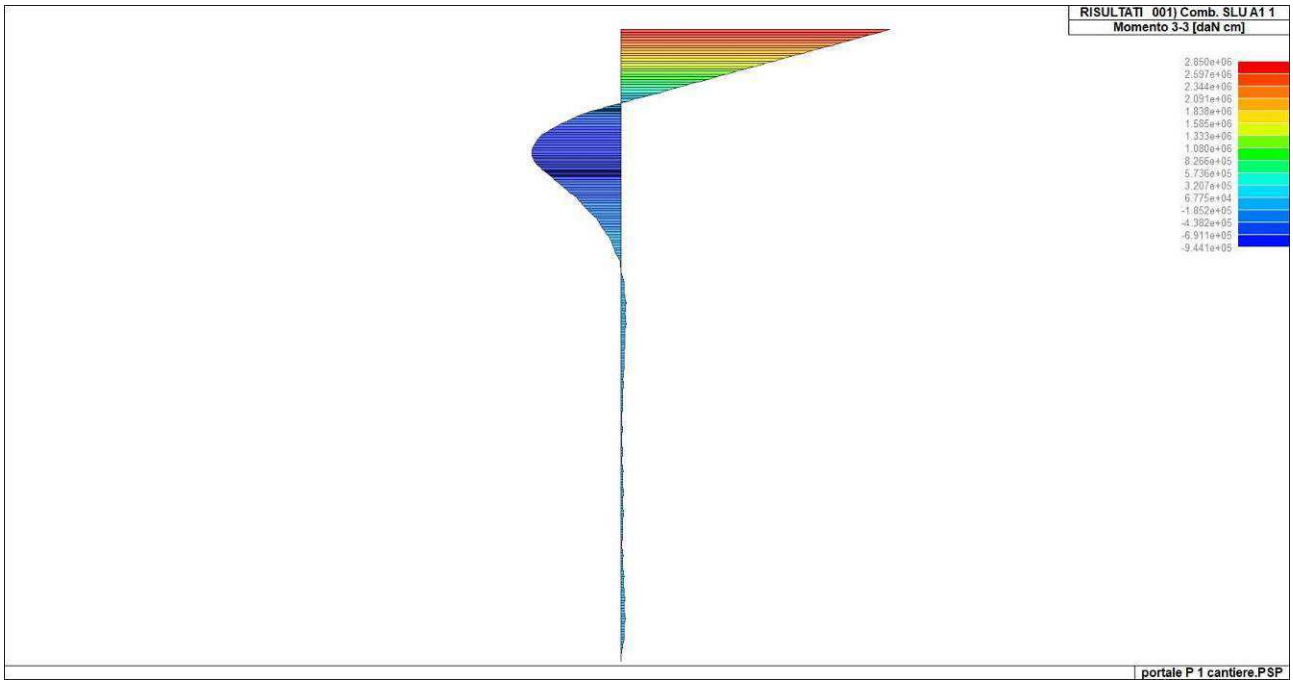


Diagramma azione flettente.

19.3 Verifiche SLU

Si riportano gli indici di verifica a SLU per il diaframma centrale armato come già previsto nei paragrafi precedenti:

- Armatura corrente 4+4 Φ24

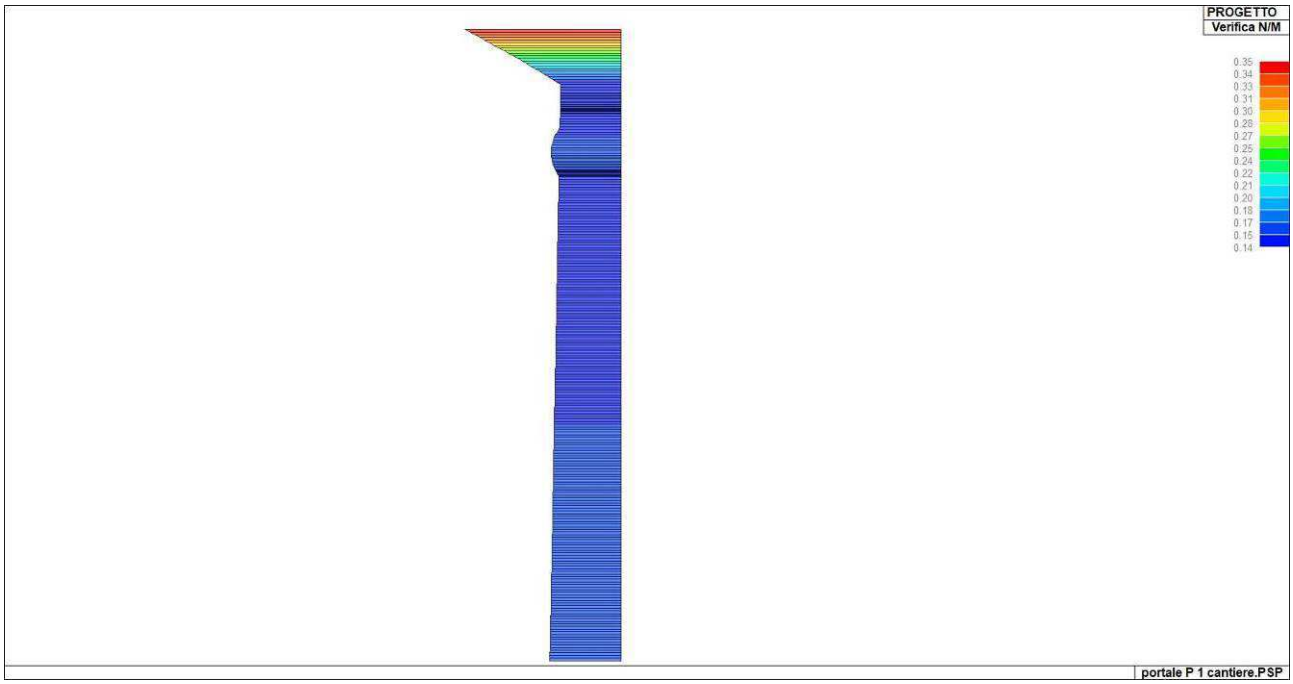
  (equivalente ad un'armatura corrente pari a 10+10 Φ24 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Staffe correnti: Φ10/26 cm

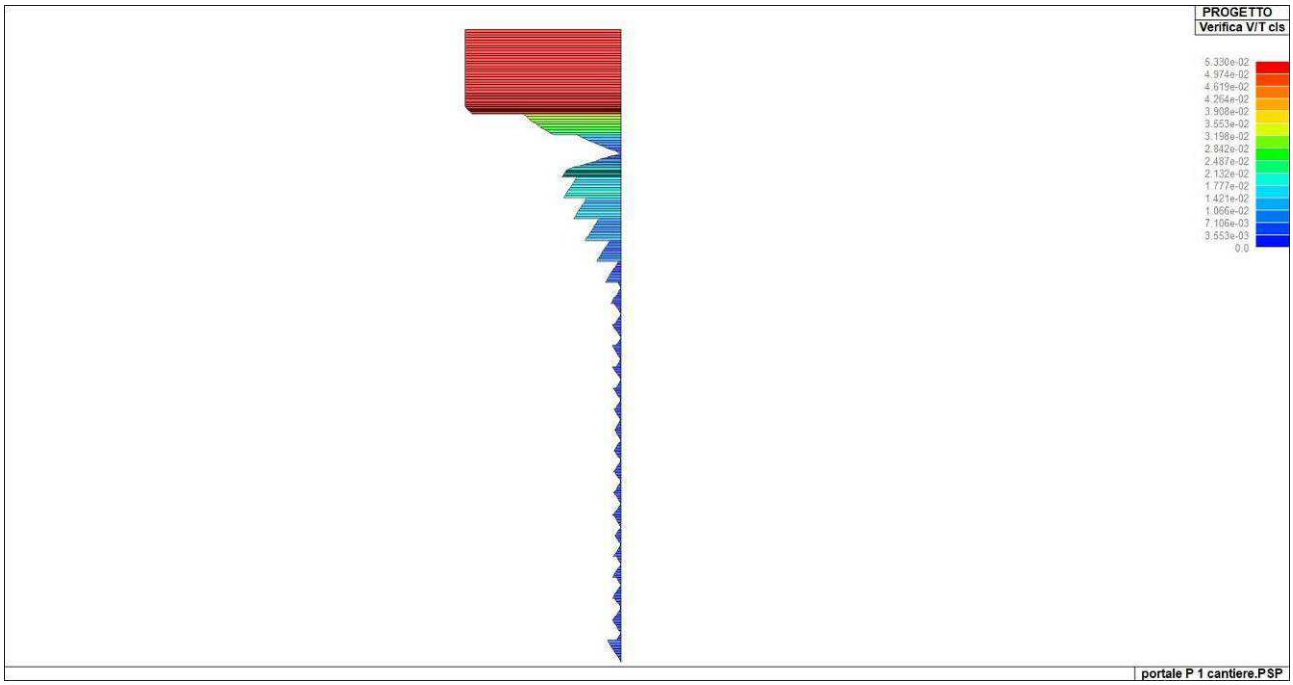
  (su una porzione di diaframma di larghezza unitaria, 1 m, equivalente a staffe

  Φ12/30 cm a 4 braccia per un diaframma di larghezza 2,5 m)

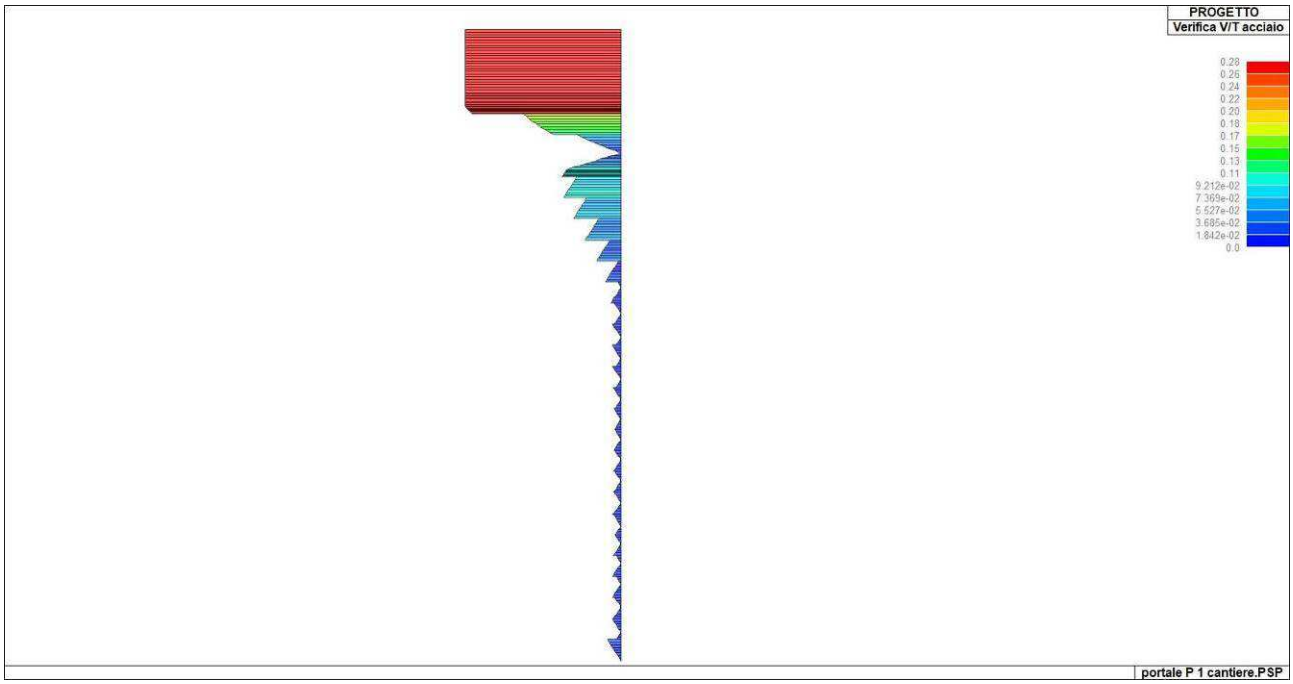
Gli indici di verifica di seguito riportati sono tutti ampiamente verificati (<1), si ritiene quindi valida tale assunzione anche per tutti gli altri tratti di galleria artificiale con doppia canna e semplice impalcato.



Indice di verifica a pressoflessione.



Indice di verifica a taglio lato cls.



Indice di verifica a taglio lato acciaio.

20 VALUTAZIONI CIRCA LA TRATTA CON RICOPRIMENTO PARI A 7,80 M

Per i primi 5 m del tratto P si assume un ricoprimento pari a 7,80 m è stata realizzata una configurazione strutturale con le stesse ipotesi usate in precedenza in questa relazione. Solamente due aspetti dell'analisi dei carichi sono variati rispetto alla sezione standard e vengono esposti nel paragrafo seguente.

20.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta superiore

- peso ricoprimento 7.80 * 18 = **140.40** kN/m²

20.2 Azione sismica

Le sovraspinte sismiche del terreno, valutate come riportato in seguito, vengono considerate nei seguenti Casi Di Carico:

a) sovraspinta e spinta inerziale degli elementi agenti in direzione trasversale positiva (X+) CDC 13

b) sovraspinta e spinta inerziale degli elementi agenti in direzione trasversale negativa (X-) CDC 14

c) sovraspinta e spinta inerziale degli elementi agenti in direzione verticale negativa (Z-) CDC 15

20.2.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$F_h = P * k_h$

(SLV) $k_h = \beta_m * \frac{a\max}{g} = 0.304$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici.

L'accelerazione massima orizzontale e quella verticale, sono state applicate alla struttura moltiplicando il peso proprio strutturale, calcolato in automatico dal software, rispettivamente per

ag/g * Ss * St = ± 0.221 * 1.372 * 1.00 = ± 0.304

ag_v/g * Ss * St = ± 0.14 * 1.00 * 1.00 = ± 0.141

Per tenere conto dell'accelerazione sismica si considerano:

a) le spinte inerziali agenti sulla soletta superiore dovute alla massa di terreno di ricoprimento risultano in direzione orizzontale con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis\ rint,or} = \pm\gamma_{rinterro} * h_{rinterro} * a_g/g * Ss * St = \pm 18.00\ kN/m^3 * 7.80\ m * 0.304 = \pm 42.68\ kN/m^2$

e in direzione verticale con una distribuzione di carico uniforme pari a:

$q_{sis\ rint,ver} = -\gamma_{rinterro} * h_{rinterro} * a_{gv}/g * Ss * St = -18.00\ kN/m^3 * 7.80\ m * 0.141 = -19.80\ kN/m^2$

21 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI CIRCA LA TRATTA CON RICOPRIMENTO PARI A 7,80 M

Per quanto concerne la verifica di diaframmi, piedritti e solettone di copertura, si segnala che sono sempre dimensionati le sollecitazioni di Fase 2, di conseguenza i riferimenti alle combinazioni di calcolo riportati in seguito sono relativi alla combinazioni di questa fase.

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche di fessurazione e tensionali allo SLE per i diversi elementi strutturali.

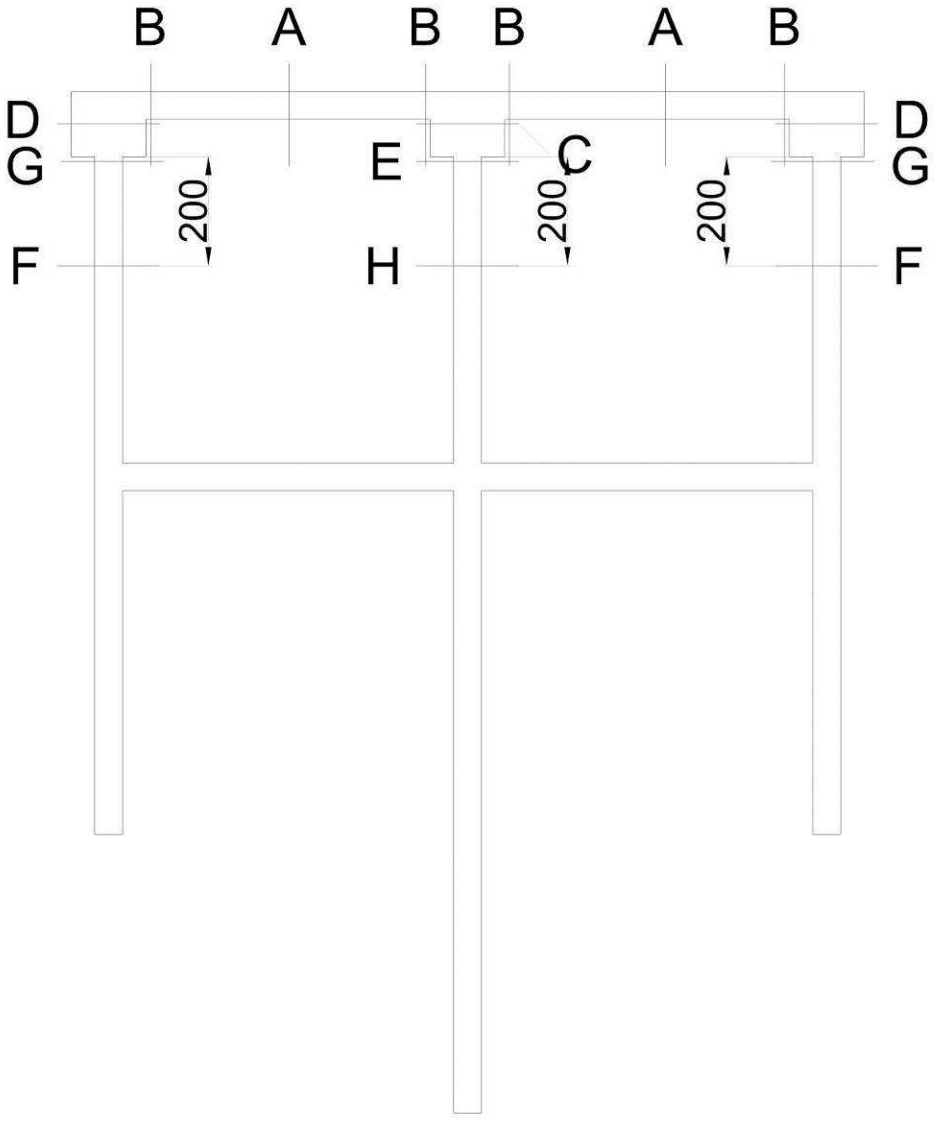


Figura 121. *Sezioni di verifica portale*

21.1 Diaframmi

I diaframmi laterali sono armati come segue:

- Armatura corrente 8+8 Φ24

  (equivalente ad un'armatura corrente pari a 20+20 Φ24 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Armatura aggiunta in testa (per una lunghezza di 200 cm): 4+4 Φ24

  (equivalente ad un'armatura aggiunta pari a 10+10 Φ24 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Armatura aggiunta lato terreno (per una lunghezza di 200 cm): 10 Φ30

  (equivalente ad un'armatura aggiunta pari a 18+18 Φ30 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Staffe correnti: Φ10/26 cm

  (su una porzione di diaframma di larghezza unitaria, 1 m, equivalente a staffe

  Φ12/30 cm a 4 braccia per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Staffe in zona raffittita testa diaframma (per una lunghezza di 300 cm): Φ10/9 cm

  (su una porzione di diaframma di larghezza unitaria, 1 m, equivalente a staffe

  Φ12/10 cm a 4 braccia per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Staffe in zona raffittita sopra alla soletta di fondazione (per una lunghezza di 300 cm): Φ10/13 cm

  (su una porzione di diaframma di larghezza unitaria, 1 m, equivalente a staffe

  Φ12/15 cm a 4 braccia per un diaframma di larghezza 2,5 m)

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **8,4 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza cautelativamente pari a 6 cm dal precedente. Ogni registro prevede un massimo di 10 barre, eventuali barre aggiunte oltre questo limite passano al registro più interno.

Il diaframma centrale è armato come segue:

- Armatura corrente 4+4 Φ24

  (equivalente ad un'armatura corrente pari a 10+10 Φ24 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Armatura aggiunta in testa (per una lunghezza di 200 cm): 2+2 Φ24

  (equivalente ad un'armatura aggiunta pari a 5+5 Φ24 per un diaframma di larghezza 2,5 m)

- Staffe correnti: Φ10/26 cm

  (su una porzione di diaframma di larghezza unitaria, 1 m, equivalente a staffe

  Φ12/30 cm a 4 braccia per un diaframma di larghezza 2,5 m)

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **8,4 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza cautelativamente pari a 6 cm dal precedente. Ogni registro prevede un massimo di 10 barre, eventuali barre aggiunte oltre questo limite passano al registro più interno.

Per i diaframmi, nella verifica della combinazione SLE rare più gravosa le sollecitazioni flettenti sono state incrementate del 10% per tenere conto del possibile effetto dello sbilanciamento del carico permanente dovuto alla spinta del terreno non incluso tra le combinazioni di carico analizzate.

21.1.1 Verifiche SLU diaframma laterale sezione corrente (sezione F)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più graova è riporatta la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
17	212268.0	-15500500.0	0.0	N	212268.0	-25454450.0	1742834.0	0.610	OK

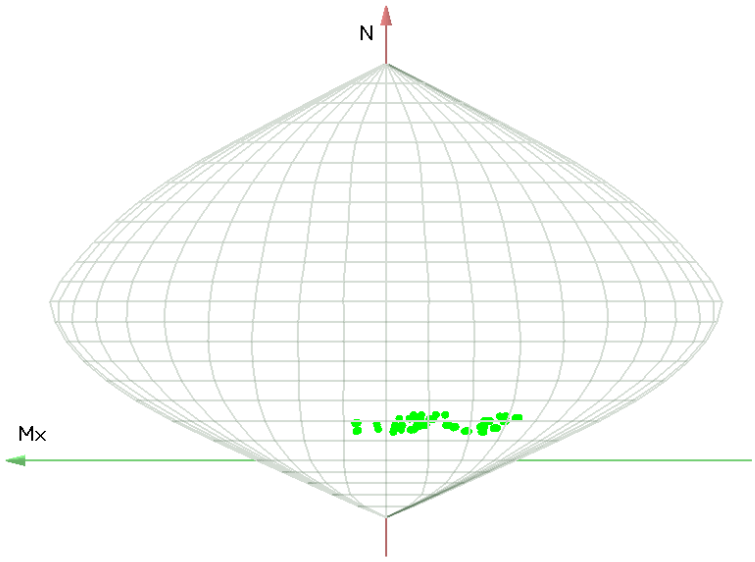


Figura 122. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.24	20	0	-6.855e+04	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.24	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.37	20	2.853e+05	1.841e+05	6.855e+04	2.5	1.13

21.1.2 Verifiche SLU diaframma laterale sezione di testa (sezione G)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più graova è riporatta la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
17	204168.0	-31409300.0	0.0	N	204168.0	-54471040.0	1770305.0	0.580	OK

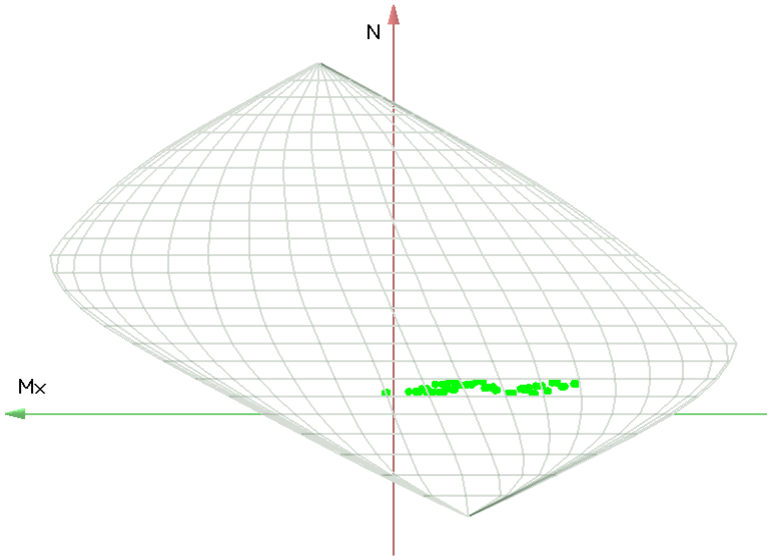


Figura 123. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.50	60	0	-1.401e+05	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.50	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.76	61	2.800e+05	1.841e+05	1.402e+05	2.5	1.10

21.1.3 Verifiche SLU diaframma centrale sezione corrente (sezione H)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più graova è riporatta la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
71	223435.0	5597500.0	0.0	N	223435.0	7757145.0	1548242.0	0.720	OK

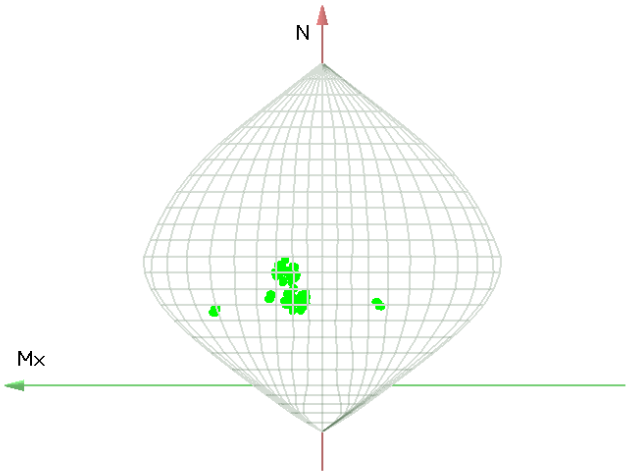


Figura 124. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.13	71	0	2.014e+04	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.13	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.68	71	1.527e+05	2.945e+04	2.014e+04	2.5	1.25

21.1.4 Verifiche SLU diaframma centrale sezione di testa (sezione E)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più graova è riporatta la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
71	220435.0	9504100.0	0.0	N	220435.0	9496554.0	1101325.0	1.000	OK

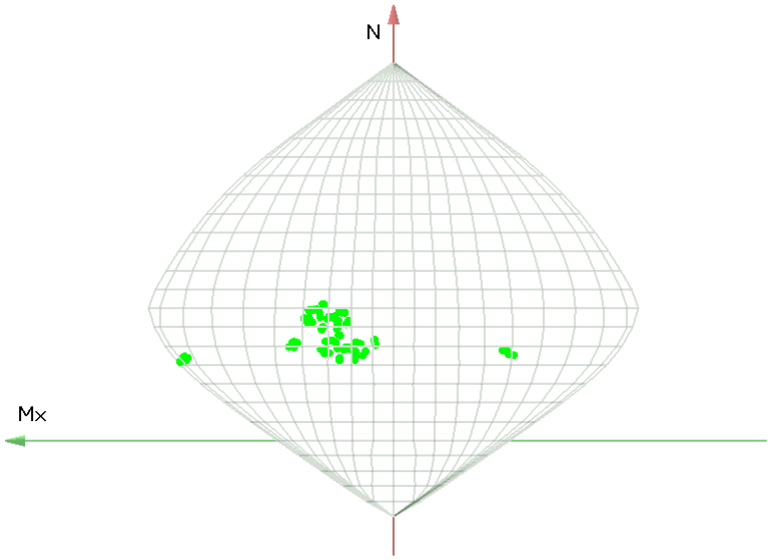


Figura 125. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.12	71	0	1.893e+04	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.12	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.64	71	1.527e+05	2.945e+04	1.893e+04	2.5	1.25

21.1.5 Verifiche SLE diaframma laterale sezione corrente (sezione F)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137.5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e	stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
97	OK	-10982400.0	0.0	156673.0	-66.0	0.48	1168.1	0.35

Fessure: WkL = 0.20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e	stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
97	OK	-10982400.0	0.0	156673.0	0.17	0.84

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e	stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
111	OK	-8729600.0	0.0	149756.0	-52.0	0.52	0.10	0.34

21.1.6 Verifiche SLE diaframma laterale sezione di testa (sezione G)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137.5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e	stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
100	OK	-22503100.0	0.0	150490.0	-95.0	0.69	1477.6	0.44

Fessure: WkL = 0.20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e	stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
100	OK	-22503100.0	0.0	150490.0	0.20	0.99

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e	stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
111	OK	-18027800.0	0.0	143756.0	-77.5	0.78	0.14	0.46

21.1.7 Verifiche SLE diaframma centrale sezione corrente (sezione H)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137.5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
87	OK	1635000.0	0.0	269942.0	-65.1	0.48	-876.9	0.26

Fessure: WkL = 0.20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
87	OK	1635000.0	0.0	269942.0	0.00	0.00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
115	OK	1338900.0	0.0	256554.0	-58.8	0.59	0.00	0.00

21.1.8 Verifiche SLE diaframma centrale sezione di testa (sezione E)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137.5 daN/cmq (verifica Ok per σc/σcL < 1)

Acciaio: σaL = 3375.0 daN/cmq (verifica Ok per σa/σaL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	σc/σcL	σa	σa/σaL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
87	OK	2710800.0	0.0	266942.0	-75.9	0.55	-1001.2	0.30

Fessure: WkL = 0.20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
87	OK	2710800.0	0.0	266942.0	0.00	0.00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100.0 daN/cmq (verifica Ok per σc/σcL < 1)

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	σc/σcL	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
115	OK	2174700.0	0.0	253554.0	-66.7	0.67	0.00	0.00

21.2 Piedritti laterali

I piedritti laterali sono armati come segue:

- Armatura corrente Φ24/10+Φ24/10 cm
- Spille: Φ12/20x30 cm

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **5,2 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza pari a 14 cm dal precedente.

21.2.1 Verifiche SLU (sezione D)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più graova è riporatta la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
60	167742.0-	50896800.0	0.0	N	167742.0	-64488190.0	1062665.0	0.790	OK

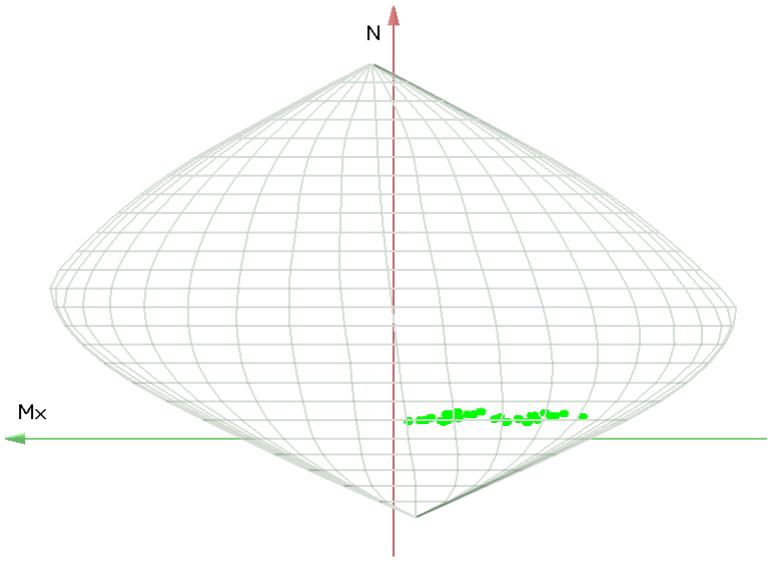


Figura 126. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.50	60	0	-1.850e+05	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.50	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.78	60	3.719e+05	2.369e+05	1.850e+05	2.5	1.07

21.2.2 Verifiche SLE (sezione D)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137.5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
100	OK	-33160200.0	0.0	144302.0	-80.4	0.59	1974.8	0.59

Fessure: WkL = 0.20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
100	OK	-33160200.0	0.0	144302.0	0.20	1.00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
114	OK	-26852800.0	0.0	137522.0	-65.9	0.66	0.14	0.48

21.3 Piedritto centrale

Il piedritto centrale è armato come segue:

- Armatura corrente Φ16/10 cm
- Spille: Φ8/40x30 cm

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **4,8 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza pari a 14 cm dal precedente.

21.3.1 Verifiche SLU (sezione C)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più graova è riporatta la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
71	214385.0	12248800.0	0.0	N	214385.0	17836410.0	1560875.0	0.690	OK

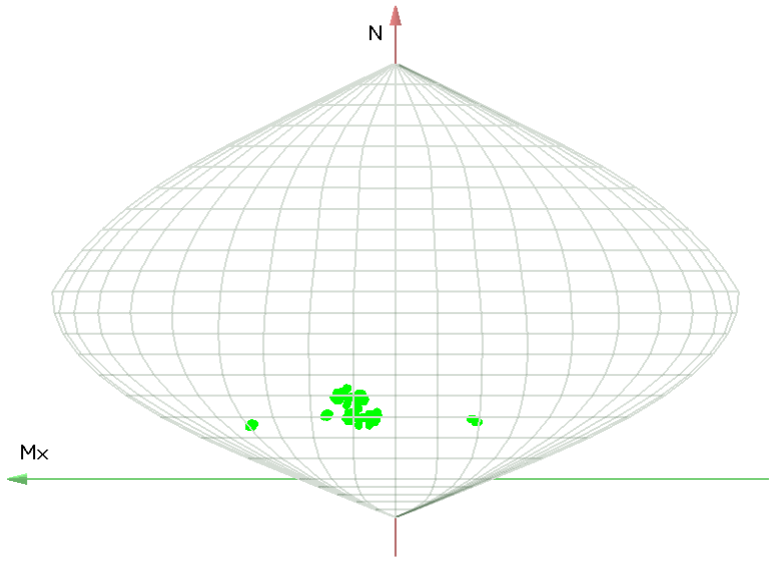


Figura 127. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	6.792e-02	71	0	1767e+04	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	6.792e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.51	71	2.602e+05	3.465e+04	1767e+04	2.5	1.14

21.3.2 Verifiche SLE (sezione C)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137.5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
87 OK	3517700.0	0.0	260892.0	-37.8	0.28	-547.3	0.16

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
87 OK	3517700.0	0.0	260892.0	0.00	0.00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb	Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n. e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
115 OK	2801600.0	0.0	247504.0	-33.5	0.34	0.00	0.00

21.4 Solettone di copertura

Il solettone di copertura è armato in direzione trasversale come segue:

- Armatura inferiore corrente Φ30/10 cm +Φ26/10 cm
- Armatura inferiore aggiuntiva in campata Φ30/20 cm
- Armatura superiore corrente: Φ30/10 cm
- Armatura superiore aggiuntiva in appoggio (su una lunghezza di 300 cm): Φ30/10+6 Φ30
- Spille correnti: Φ10/30x30 cm
- Spille in appoggio (su una lunghezza di 300 cm): Φ12/20x30 cm

L'armatura di ripartizione nelle solette in direzione longitudinale viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione trasversale); pertanto tale armatura sarà realizzata con barre Φ18/10 cm inferiori e superiori.

Il copriferro da asse barra dell'armatura principale risulta pari a **8,3 cm**. Gli eventuali ed ulteriori registri di armatura sono posti ad una distanza cautelativamente pari a 6 cm dal precedente. Ogni registro prevede un massimo di 10 barre, eventuali barre aggiunte oltre questo limite passano al registro più interno.

21.4.1 Verifiche SLU sezione in campata (sezione A)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più graova è riporatta la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
24	53711.0	58967800.0	0.0	N	53711.0	74741090.0	0.0	0.790	OK

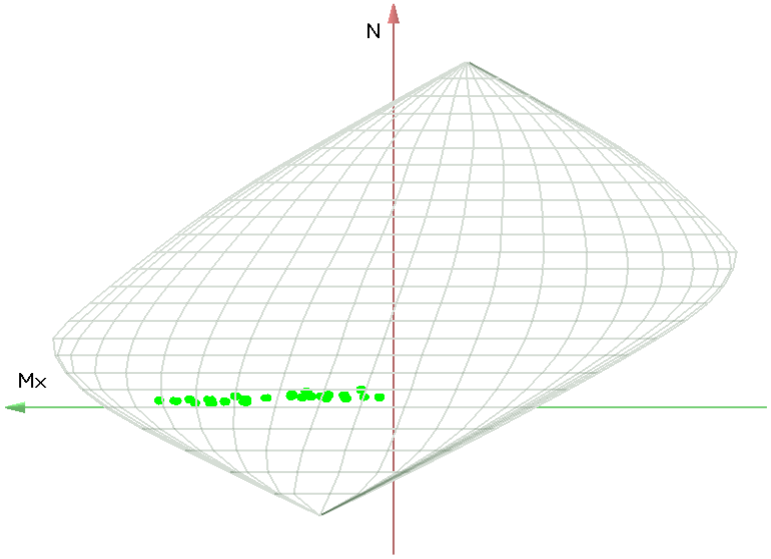


Figura 128. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	9.662e-02	72	0	3.020e+04	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	9.662e-02	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.23	42	3.125e+05	1.333e+05	3.020e+04	2.5	1.07

21.4.2 Verifiche SLU sezione in incastro (sezione B)

Verifiche a pressoflessione stato limite ultimo:

Per la combinazioni di carico più graova è riporatta la verifica con Nu costante (sigla verifica: N):

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	daN	daN cm	daN cm		daN	daN cm	daN cm		
20	103657.0	-54430100.0	0.0	N	103657.0	-88852350.0	0.0	0.610	OK

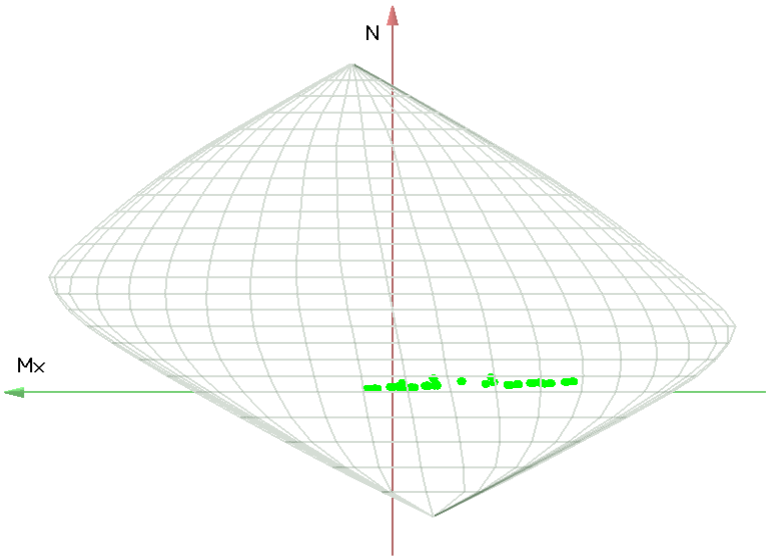


Figura 129. Dominio M-N

Verifiche a taglio stato limite ultimo:

CLS	Indice verifica	cmb	T	V2	V3
			daN	daN	daN
	0.63	6	0	-1.948e+05	0.0

Indici verifica	Td/Tu	VC2d/V2u	V3d/V3u
	0.0	0.63	0.0

ACCIAIO	Indice verifica	cmb	Vrcd	Vrsd	V2	ctgT	alfa C
			daN	daN	daN		
	0.97	6	3.070e+05	1.999e+05	-1.948e+05	2.5	1.05

21.4.3 Verifiche SLE sezione in campata (sezione A)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137.5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
104	OK	41748800.0	0.0	41765.0	-109.7	0.80	2362.4	0.70

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
104	OK	41748800.0	0.0	41765.0	0.30	0.99

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
122	OK	32797600.0	0.0	48187.0	-87.2	0.88	0.24	0.79

21.4.4 Verifiche SLE sezione in incastro (sezione B)

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σcL = 137.5 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Acciaio: σaL = 3375.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma a/\sigma aL < 1$)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	σa	$\sigma a/\sigma aL$
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		daN/cmq	
100	OK	-38083500.0	0.0	75241.0	-88.5	0.65	1789.9	0.53

Fessure: WkL = 0.20 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	mm	
100	OK	-38083500.0	0.0	75241.0	0.20	0.99

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: σcL = 100.0 daN/cmq (verifica Ok per $\sigma c/\sigma cL < 1$)

Fessure: WkL = 0.30 mm (verifica Ok per Wk/WkL < 1)

Cmb		Mx	My	N	σc	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
n.	e stato	daN cm	daN cm	daN	daN/cmq		mm	
114	OK	-28105600.0	0.0	63338.0	-65.8	0.66	0.15	0.49

22 VERIFICHE DI PORTANZA DEI DIAFRAMMI CIRCA LA TRATTA CON RICOPRIMENTO PARI A 7,80 M

Si riportano le verifiche di portanza dei diaframmi, mediante confronto tra i valori desunti dalla curva di capacità portante e le sollecitazioni agenti sul diaframma per la combinazione più gravosa (differenziati tra diaframma centrale e laterale).

22.1 Diaframmi laterali

Si riporta di seguito lo sforzo normale massimo agente sui diaframmi laterali in corrispondenza del solettone di fondo per la combinazione maggiormente gravosa.

Figura 130. *Sforzo normale massimo sui diaframmi laterali*

L'azione assiale massima sui diaframmi laterali risulta pari a 2465 kN.

GA01 - SEZ TIPO P (laterale) - A1+M1+R3 - VERIFICA CARICO LIMITE DIAFRAMMA - Sp = 1.2m

a. Dati di calcolo

sp	spessore diaframma	1.20 m
Deq	diametro equivalente	1.24 m
Ap	Area base diaframma	1.20 mq
s	Superficie laterale del diaframma	2.00 m
zw	Profondità della falda dal p.c.	25.00 m
zp	Quota testa diaframma (di calcolo)	11.50 m
FSL	Fattore di sicurezza per la portata laterale (x3·gs)	1.61
FSB	Fattore di sicurezza per la portata di base (x3·gb)	1.89

Altezza terreno da p.d.i. [m] 5

b. Parametri geotecnici

strato	Formazione	spessore strato (m)	zbase strato (m da pc)	γ (kN/m^3)	ϕ (°)		Nq* (-)	q_{blim} (kPa)	τ_{lim} (kPa)	*Note*
1	Po/Ts	11.5	11.5	16	30			1700	150	
2	Ts	15.5	27.0	15	37		15	4300	150	
3	Pb	8.0	35.0	16	35		15	2975	150	
4	Pb	25.0	60.0	16	36		15	3485	150	

c. Calcolo carico limite

z da p.c. [m]	Lp [m]	β [-]	σ'v [kPa]	τi [kPa]	Qll [kN]	qbl [kPa]	Qbl [kN]	Wp [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]
0.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
1.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
1.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
2.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
2.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
3.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
3.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
4.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
4.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
5.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
5.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
6.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
6.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
7.0	-	-	8	6	0	0	0	0	0	0
7.5	-	-	16	13	0	0	0	0	0	0
8.0	-	-	24	19	0	0	0	0	0	0
8.5	-	-	32	26	0	0	0	0	0	0
9.0	-	-	40	32	0	0	0	0	0	0
9.5	-	-	48	38	0	0	0	0	0	0
10.0	-	-	56	45	0	0	0	0	0	0
10.5	-	-	64	51	0	0	0	0	0	0
11.0	-	-	72	58	0	0	0	0	0	0
11.5	0.0	0.80	80	64	0	0	0	0	0	0
12.0	0.5	0.77	88	67	66	1313	1575	6	1635	866
12.5	1.0	0.74	95	70	135	1425	1710	12	1833	973
13.0	1.5	0.71	103	73	206	1538	1845	18	2033	1081
13.5	2.0	0.68	110	75	280	1650	1980	24	2236	1190
14.0	2.5	0.65	118	76	355	1763	2115	30	2440	1301
14.5	3.0	0.62	125	78	432	1875	2250	36	2646	1412
15.0	3.5	0.59	133	78	510	1988	2385	42	2853	1524
15.5	4.0	0.56	140	78	589	2100	2520	48	3061	1636
16.0	4.5	0.53	148	78	667	2213	2655	54	3268	1749
16.5	5.0	0.50	155	78	745	2325	2790	60	3475	1861
17.0	5.5	0.48	163	78	822	2438	2925	66	3681	1973
17.5	6.0	0.46	170	78	900	2550	3060	72	3888	2085
18.0	6.5	0.44	178	78	979	2663	3195	78	4096	2197
18.5	7.0	0.42	185	78	1057	2775	3330	84	4303	2309
19.0	7.5	0.40	193	77	1134	2888	3465	90	4509	2421
19.5	8.0	0.38	200	76	1210	3000	3600	96	4714	2532

Tabella 13. *Valori di capacità portante del diaframma in funzione della lunghezza utile*

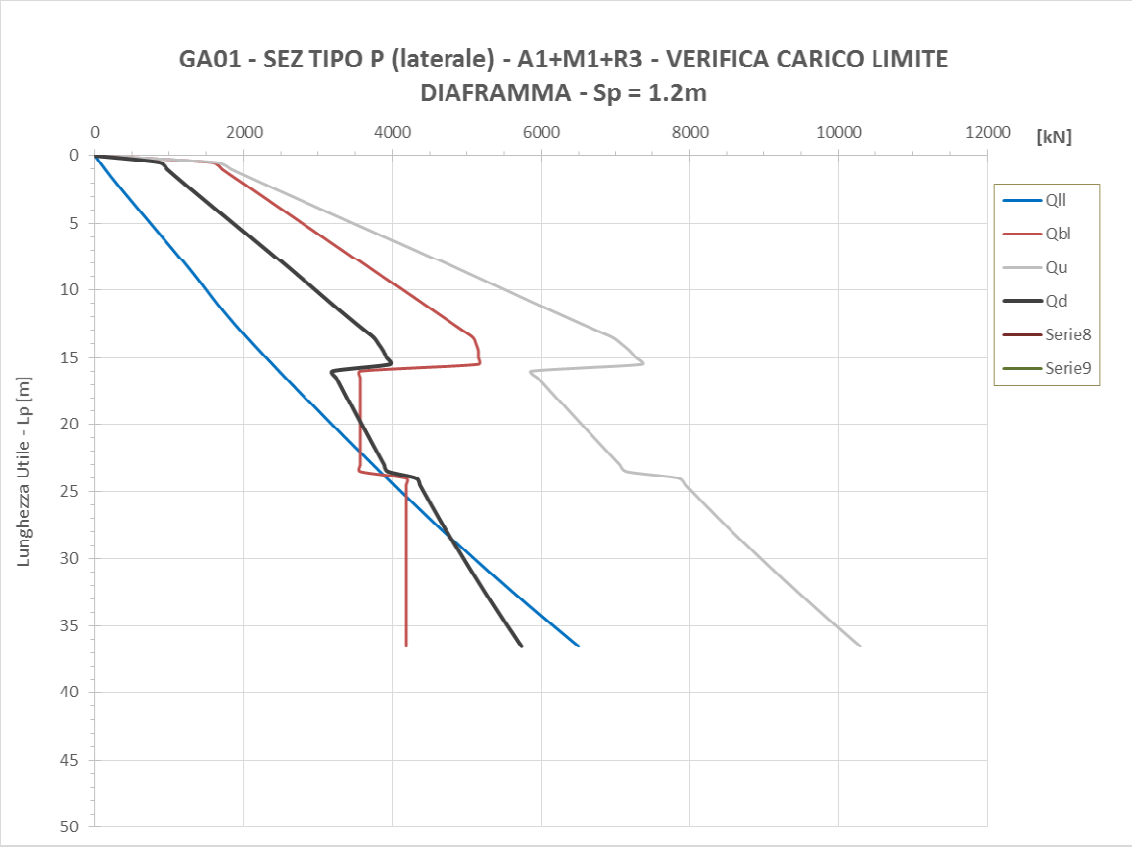


Figura 131. *Curva di capacità portante diaframma laterale sezione P*

Lunghezza totale diaframma = Lp + H scavo = 8,00 m + 7,12 m = 15,12 m → 16 m

Qslu = 2465 kN < 2532 kN

22.2 Diaframma centrale

Si riporta di seguito lo sforzo normale massimo agente sul diaframma centrale in corrispondenza del solettone di fondo per la combinazione maggiormente gravosa.

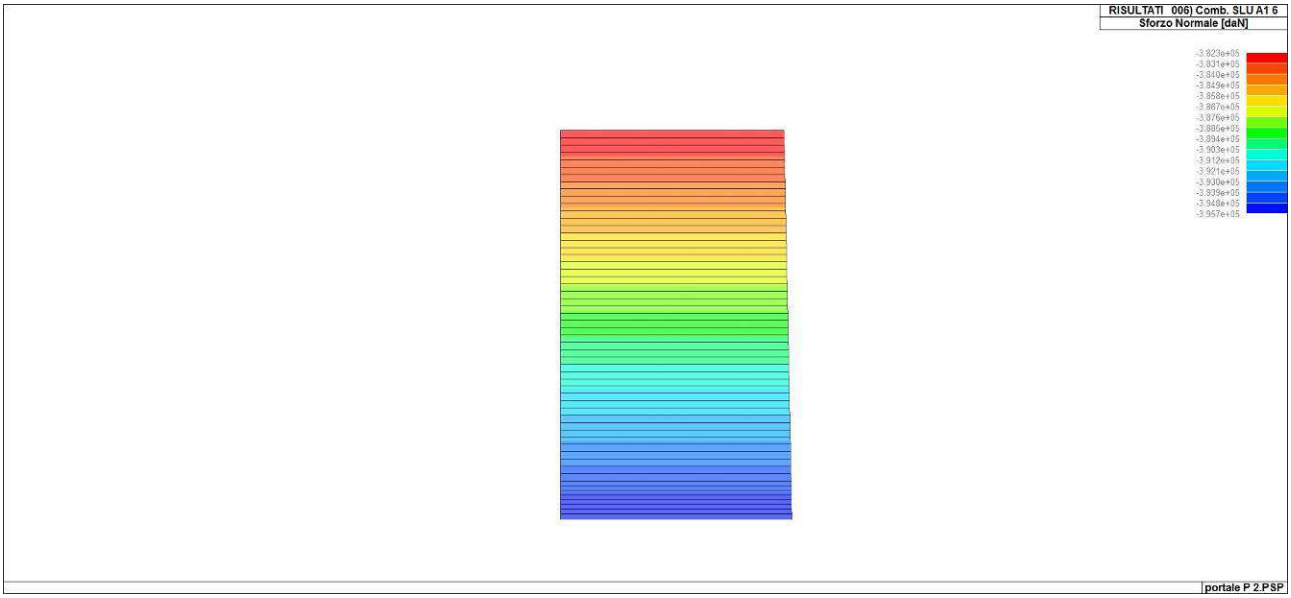


Figura 132. *Sforzo normale massimo sul diaframma centrale*

L'azione assiale massima sul diaframma centrale risulta pari a 3957 kN.

GA01 - SEZ TIPO P (centrale) - A1+M1+R3 - VERIFICA CARICO LIMITE DIAFRAMMA - Sp = 0.8m

a. Dati di calcolo

sp	spessore diaframma	0.80 m
Deq	diametro equivalente	1.01 m
Ap	Area base diaframma	0.80 mq
s	Superficie laterale del diaframma	2.00 m
zw	Profondità della falda dal p.c.	25.00 m
zp	Quota testa diaframma (di calcolo)	11.50 m
FSL	Fattore di sicurezza per la portata laterale (x3·gs)	1.61
FSB	Fattore di sicurezza per la portata di base (x3·gb)	1.89

L'andamento delle tensioni considera il detensionamento causato dallo scavo

Altezza di scavo [m] 11.5
Delta di pressione [kPa] 184

b. Parametri geotecnici

strato	Formazione	spessore strato	zbase strato	γ	ϕ		Nq*	q_{lim}	τ_{lim}	Note
		(m)	(m da pc)	(kN/m^3)	(°)		(-)	(kPa)	(kPa)	
1	Po/Ts	11.5	11.5	16	30			1700	150	
2	Ts	15.5	27.0	15	37		15	4300	150	
3	Pb	8.0	35.0	16	35		15	2975	150	
4	Pb	25.0	60.0	16	36		15	3485	150	

c. Calcolo carico limite

z da p.c.	Lp	β	σ'v	τi	Qll	qbl	Qbl	Wp	Qu	Qd
[m]	[m]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
1.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
1.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
2.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
2.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
3.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
3.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
4.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
4.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
5.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
5.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
6.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
6.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
7.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
7.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
8.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
8.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
9.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
9.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
10.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
10.5	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
11.0	-	-	0	0	0	0	0	0	0	0
11.5	0.0	0.80	0	0	0	0	0	0	0	0
12.0	0.5	0.80	8	6	3	113	90	4	89	44
12.5	1.0	0.80	15	12	12	226	181	8	185	93
13.0	1.5	0.80	23	18	27	340	272	12	287	145
13.5	2.0	0.80	30	24	48	457	365	16	398	203
14.0	2.5	0.80	38	31	76	575	460	20	516	265
14.5	3.0	0.80	46	37	110	697	557	24	643	332
15.0	3.5	0.80	55	44	150	821	657	28	779	405
15.5	4.0	0.80	63	51	198	949	759	32	924	483
16.0	4.5	0.80	72	58	252	1079	863	36	1079	566
16.5	5.0	0.80	81	65	313	1213	970	40	1243	656
17.0	5.5	0.77	90	69	380	1349	1079	44	1415	750
17.5	6.0	0.74	99	73	451	1489	1191	48	1594	848
18.0	6.5	0.71	109	77	526	1631	1305	52	1779	950
18.5	7.0	0.68	118	80	605	1775	1420	56	1969	1054
19.0	7.5	0.65	128	83	687	1921	1537	60	2164	1162
19.5	8.0	0.62	138	86	771	2069	1655	64	2363	1272
20.0	8.5	0.59	148	87	858	2218	1775	68	2564	1383
20.5	9.0	0.56	158	88	946	2369	1895	72	2769	1496
21.0	9.5	0.53	168	89	1034	2520	2016	76	2974	1610
21.5	10.0	0.50	178	89	1123	2672	2137	80	3181	1725
22.0	10.5	0.48	188	90	1213	2824	2259	84	3388	1840
22.5	11.0	0.46	198	91	1304	2976	2381	88	3597	1955
23.0	11.5	0.44	209	92	1395	3129	2503	92	3807	2072
23.5	12.0	0.42	219	92	1487	3281	2625	96	4016	2188
24.0	12.5	0.40	229	92	1579	3433	2746	100	4225	2304
24.5	13.0	0.38	239	91	1670	3585	2868	104	4434	2420
25.0	13.5	0.36	249	90	1760	3736	2989	108	4641	2534
25.5	14.0	0.34	254	86	1848	3811	3049	112	4785	2616
26.0	14.5	0.32	259	83	1933	3886	3109	116	4926	2695
26.5	15.0	0.30	264	79	2014	3960	3168	120	5062	2771
27.0	15.5	0.30	269	81	2094	4034	3227	124	5197	2847
27.5	16.0	0.30	274	82	2176	2975	2380	115	4440	2461
28.0	16.5	0.30	280	84	2259	2975	2380	119	4520	2508
28.5	17.0	0.30	285	85	2343	2975	2380	122	4601	2556
29.0	17.5	0.30	290	87	2430	2975	2380	126	4684	2604
29.5	18.0	0.30	295	89	2517	2975	2380	130	4768	2654
30.0	18.5	0.30	300	90	2607	2975	2380	133	4853	2705
30.5	19.0	0.30	305	92	2697	2975	2380	137	4941	2757
31.0	19.5	0.30	310	93	2790	2975	2380	140	5029	2809
31.5	20.0	0.30	315	95	2884	2975	2380	144	5120	2863
32.0	20.5	0.30	320	96	2979	2975	2380	148	5211	2917
32.5	21.0	0.30	325	96	3075	2975	2380	151	5303	2972
33.0	21.5	0.30	330	97	3171	2975	2380	155	5397	3028
33.5	22.0	0.29	334	98	3269	2975	2380	158	5491	3084
34.0	22.5	0.29	339	99	3368	2975	2380	162	5586	3141
34.5	23.0	0.29	344	100	3468	2975	2380	166	5682	3198

GA01 - SEZ TIPO P (centrale) - A1+M1+R3 - VERIFICA CARICO LIMITE DIAFRAMMA - Sp = 0.8m

z da p.c.	Lp	β	σ'v	τi	Qll	qbl	Qbl	Wp	Qu	Qd
[m]	[m]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
35.0	23.5	0.29	348	101	3568	2975	2380	169	5779	3255
35.5	24.0	0.29	353	102	3669	3485	2788	173	6284	3530
36.0	24.5	0.29	357	102	3771	3485	2788	176	6383	3588
36.5	25.0	0.29	362	103	3874	3485	2788	180	6482	3647
37.0	25.5	0.28	366	104	3977	3485	2788	184	6582	3707
37.5	26.0	0.28	371	105	4082	3485	2788	187	6682	3767
38.0	26.5	0.28	375	105	4186	3485	2788	191	6784	3827
38.5	27.0	0.28	379	106	4292	3485	2788	194	6886	3888
39.0	27.5	0.28	384	106	4398	3485	2788	198	6988	3949
39.5	28.0	0.28	388	107	4505	3485	2788	202	7091	4011

Tabella 14. *Valori di capacità portante del diaframma in funzione della lunghezza utile*

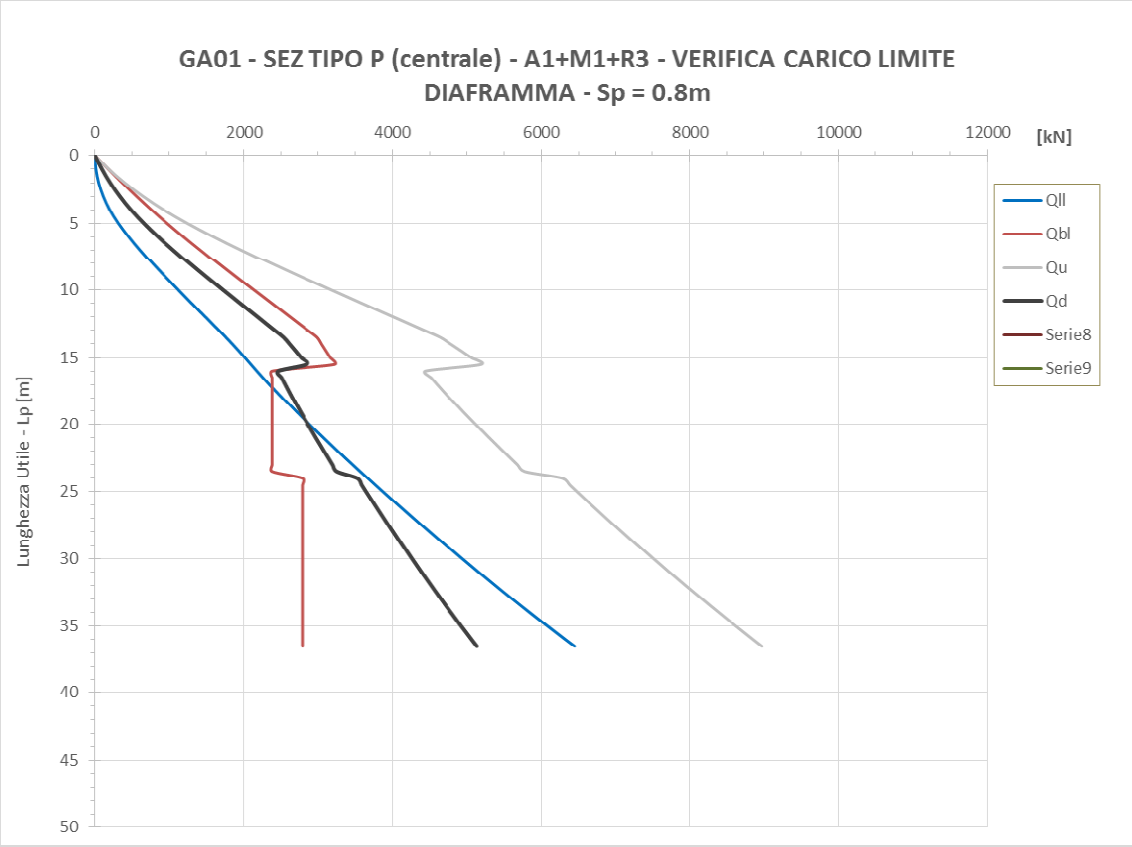


Figura 133. *Curva di capacità portante diaframma centrale sezione P*

Lunghezza totale diaframma = Lp + H scavo = 28,00 m + 7,12 m = 35,12 m → 36 m

Qslu = 3957 kN < 4011 kN