

HUB PORTUALE ravenna



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale



APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI,
NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E
RIUTILIZZO MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE
AL P.R.P VIGENTE 2007 - I FASE - PORTO DI RAVENNA

PROGETTO ESECUTIVO

oggetto BA - BANCHINA "N" - NUOVO TERMINAL CONTAINER
ELABORATI GENERALI
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - BANCHINA "N2"

file 1114-E-BAN-STR-RC-21-1.doc **codice** 1114-E-BAN-STR-RC-21-1 **scala** -

Revisione	data	causale	redatto	verificato	approvato
0	28/07/2021	Emissione per approvazione	R. Bullo	L. Masiero	T. Tassi
1	15/09/2021	Emissione per approvazione	R. Bullo	L. Masiero	T. Tassi

responsabile delle Integrazioni Specialistiche: **Ing. Lucia de Angelis**

responsabile del Procedimento: **Ing. Matteo Graziani**

committente _____ contraente generale _____



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale

Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centro Settentrionale
Via Antico Squero, 31
48122 Ravenna



**Consorzio Stabile
Grandi Lavori S.c.r.l.**

Consorzio Stabile Grandi Lavori Srl
Piazza del Popolo 18
00187 Roma



**Dredging
International**

DEME - Dredging International NV
Haven 1025 - Scheldedijk 30
2070 Zwijndrecht - Belgium

progettisti _____



Technital S.p.A.
Via Carlo Cattaneo, 20
37121 Verona

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Filippo Busola



F&M Ingegneria SpA
Via Bevedere 8/10
30035 Mirano (VE)

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Tommaso Tassi



SISPI srl
Via Filangieri 11
80121 Napoli

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Marco Di Stefano

PROGETTO ESECUTIVO

BANCHINE

Relazione di calcolo strutture – Banchina “N2”

15 Settembre 2021

PROGETTISTI

RTP:  **TECNITAL**

F&M
ingegneria

SISPI
engineering

SOMMARIO

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	7
2.2	NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI	7
2.3	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	7
3	SITUAZIONE ATTUALE DELL'AREA	8
4	PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO	9
5	STATO DI CONSISTENZA DELL'OPERA	10
5.1	ANALISI STORICO-CRITICA	10
5.2	RILIEVO	12
5.2.1	RILIEVI ESEGUITI.....	12
6	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO	14
6.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
6.1.1	CALCESTRUZZO	14
6.1.2	ACCIAIO	15
6.1.2.1	ACCIAIO PER ARMATURE	15
6.1.2.2	ACCIAIO PER PALANCOLE	15
6.1.2.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA.....	15
6.1.2.4	ACCIAIO PER BARRE TIPO "GEWI" O EQUIVALENTE.....	16
6.1.3	MISCELA CEMENTIZIA	16
6.2	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	17
6.2.1	VITA NOMINALE	17
6.2.2	CLASSE D'USO	17
6.2.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	18
6.3	ANALISI DEI CARICHI	19
6.3.1	PESO PROPRIO	19
6.3.2	CARICHI DI BANCHINA.....	19
6.3.2.1	AZIONI ACCIDENTALI SU BANCHINA	19
6.3.2.2	CARICHI VEICOLARI	20
6.3.2.3	CARICHI DA GRU.....	20
6.3.2.4	CARICHI ORIZZONTALI DI BANCHINA	24
6.3.3	VENTO.....	25
6.3.4	NEVE	27
6.3.5	SISMA.....	27

6.3.6	SPINTA IDRODINAMICA	30
6.3.7	CARICHI ECCEZIONALI – URTO DI NATANTE	31
6.4	DESIGN APPROACH	32
7	TEORIA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO	35
7.1.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI	35
7.1.1.1	NORMATIVA	35
7.1.1.2	COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO	37
7.1.1.3	COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	39
7.1.1.4	CEDIMENTI.....	39
7.1.2	MURI DI SOSTEGNO.....	39
7.1.2.1	CALCOLO DELLA SPINTA	39
7.1.3	FONDAZIONI SU PALI	44
7.1.3.1	NORMATIVA	44
7.1.3.2	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE.....	45
7.1.3.2.1	Palo in terreno coesivo saturo	45
7.1.3.2.2	Palo in terreno incoerente.....	48
7.1.3.3	CAPACITÀ PORTANTE LATERALE	50
7.1.3.4	CAPACITÀ PORTANTE – INTERPRETAZIONI DEL CAMPO PROVE	50
7.1.4	TIRANTI	56
7.1.4.1	NORMATIVA	56
7.1.4.2	RESISTENZA A SFILAMENTO BULBO-TERRENO	57
7.1.4.3	TIRANTE – INTERPRETAZIONI DEL CAMPO PROVE.....	58
7.1.4.4	RESISTENZA A SFILAMENTO ACCIAIO-MALTA CEMENTIZIA	62
7.1.5	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE	63
7.1.6	CEDIMENTI	66
7.1.7	MIGLIORAMENTO DEI TERRENI – COLONNE IN GHIAIA	66
8	DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE	69
8.1	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	69
8.2	SOFTWARE DI CALCOLO GEOTECNICO	70
9	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO - OPERE DI BANCHINA	72
9.1	MODELLO DI CALCOLO – DIAFRAMMA BANCHINA.....	74
9.1.1	DATI DI INPUT	75
9.1.2	MODELLO GEOTECNICO	76
9.1.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	80
9.1.4	FASI DI CALCOLO	80
9.1.5	ANALISI DEI CARICHI	81

9.1.6	RISULTATI DELLE ANALISI	83
9.1.6.1	PALANCOLATO	84
9.1.6.1.1	Inviluppo Deformazioni SLE/SLD	84
9.1.6.1.2	Inviluppo - SLU/SLV	85
9.1.6.1.3	Inviluppo – SLE.....	86
9.1.6.2	PALIFICATA RETROSTANTE.....	87
9.1.6.2.1	Inviluppo - SLU/SLV	87
9.1.6.2.2	Inviluppo - SLE/SLD	88
9.1.6.3	PALIFICATA D1000 – VIA DI CORSA GRU.....	89
9.1.6.3.1	Inviluppo - SLU/SLV	89
9.1.6.3.2	Inviluppo - SLE/SLD	90
9.1.6.4	TIRANTI	91
9.1.6.5	ANALISI STABILITÀ GLOBALE.....	92
9.2	VERIFICHE – PARETE COMBINATA DI BANCHINA.....	93
9.2.1	VERIFICHE STRUTTURALI PALI C.A. PARETE COMBINATA.....	93
9.2.1.1	SEZIONE TRA 0 E -5.30 M	94
9.2.1.2	SEZIONE TRA -5.30 E -15.50 M	98
9.2.1.3	SEZIONE TRA -15.50 E -23.80 M	102
9.2.1.4	SEZIONE TRA -23.80 E -35.00 M	106
9.2.2	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVI DI SOMMITÀ.....	110
9.2.2.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	112
9.2.2.2	VERIFICHE SEZIONI A-A E C-C	115
9.2.2.3	VERIFICHE SEZIONE B-B.....	118
9.2.2.4	VERIFICHE SEZIONE D-D	119
9.2.2.5	VERIFICA SEZIONE CON POZZETTO PANZERBELT	123
9.2.3	SBALZI BANCHINA.....	127
9.2.3.1	VERIFICA DELLA SOLETTA	127
9.2.3.2	VERIFICA DELLA SOLETTA A SBALZO CON BITTE	130
9.2.4	CALCOLO DEI CONNETTORI NEI GIUNTI	133
9.2.5	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	134
9.3	VERIFICHE DEI TIRANTI	137
9.3.1	VERIFICA DEL TIRANTE.....	137
9.3.2	ARMATURA DI FRETTEGGIO.....	137
9.4	VERIFICHE DELLA SECONDA VIA DI CORSA DELLA GRU.....	138
9.4.1	ANALISI DEI CARICHI	138
9.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE C.A.....	140

9.4.3	VERIFICHE STRUTTURALI PALI IN C.A.	143
9.4.4	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	146
9.5	TRAVE MARTELLO.....	148
9.5.1	VERIFICHE STRUTTURALI PALO IN C.A.	148
9.5.1.1	SEZIONE TRA 0 E -10.00 M	149
9.5.1.2	SEZIONE TRA -10.0 E -17.00 M	153
9.5.2	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO DI SOMMITÀ IN C.A.	157
9.5.3	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	160
9.6	SOLETTA C.A. D'ANGOLO	162
9.6.1	VERIFICHE STRUTTURALI SULLA SOLETTA.....	163
9.6.1.1	VERIFICA IN MEZZERIA CAMPATA	171
9.6.1.2	VERIFICA A TAGLIO	176
9.7	VERIFICA STRUTTURALE DELLA BITTA.....	177
10	FONDAZIONI SUPERFICIALI	179
10.1	POZZETTI 1X1X1.2 M.....	179
10.1.1	ANALISI DEI CARICHI	179
10.1.2	MODELLO DI CALCOLO	180
10.1.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	186
10.2	POZZETTI 1X1X3.8 M.....	190
10.2.1	ANALISI DEI CARICHI	190
10.2.2	MODELLO DI CALCOLO	192
10.2.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	196
10.3	POZZETTI 2X2X2 M.....	200
10.3.1	ANALISI DEI CARICHI	200
10.3.2	MODELLO DI CALCOLO	201
10.3.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	206
11	VASCA DI PRIMA PIOGGIA.....	210
12	RILEVATI DI PRECARICA	215
12.1	CEDIAMENTO DEL RILEVATO	216
12.2	CEDIMENTO PAVIMENTAZIONE DI PROGETTO	218
13	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI	220
14	LIMITI PER VIE DI CORSE GRU.....	221
15	CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO	222

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda le verifiche geotecniche e strutturali relative all'intervento di adeguamento previsto per la banchina Nuovo Terminal Container (Banchina N2) nell'ambito del progetto esecutivo "Approfondimento Canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, Nuovo Terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.G. vigente 2007 – I Fase – Porto di Ravenna".



Figura 1 – Individuazione del Nuovo Terminal Container (Banchina N2)

Il fronte interessato dalla costruzione del nuovo accosto, da adibire alla movimentazione di containers, si estende per un tratto di circa 681.51 m di lunghezza, sino al termine della penisola Trattaroli, con un risvolto di ulteriori 75 m circa.

La nuova opera rappresenta la prosecuzione del tratto di banchina N1 con una quota del piano di banchina a +3,50 m su l.m.m., l'idoneità ad un fondale operativo di -14,50 m da l.m.m. (-15,00 m da l.m.m. come fondale di calcolo), la predisposizione all'utilizzo di una gru di banchina con scartamento 19 m.

Considerando le prestazioni richieste, il quadro geologico-geotecnico, le soluzioni strutturali oggi disponibili sul mercato nonché le tipologie che hanno mostrato un buon comportamento nel porto di Ravenna, si osserva che:

- i terreni sono idonei per la realizzazione di opere di sostegno flessibili, come i palancolati metallici, di rapida esecuzione e caratterizzati da un buon compromesso tra flessibilità e resistenza (elemento positivo in terreni compressibili);
- qualche attenzione va prestata ai cedimenti per consolidazione specialmente in aree che non hanno mai subito carichi di superficie;
- Il terminal deve ospitare delle gru su rotaia, macchine che scaricano grandi azioni verticali concentrate lungo le vie di corsa;

L'intervento progettato per contemperare al meglio le precedenti osservazioni consiste in un trattamento di consolidamento generalizzato dei depositi superficiali tramite realizzazione di colonne in ghiaia e nella realizzazione di una struttura composita e specializzata costituita da una robusta paratia lato mare per sostenere la spinta delle terre.

Inoltre, considerato che nell'area del nuovo terminal sono state in passato realizzate casse di colmata e che l'area non è mai stata utilizzata, si prevede la realizzazione iniziale di una precarica per consolidare ed uniformare la risposta dei terreni presenti.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- L. 2.02.1974, n° 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ. Min. n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Associazione Geotecnica Italiana (1977) – “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Associazione Geotecnica Italiana (1984) – “Raccomandazioni sui pali di fondazione”.
- Associazione Geotecnica Italiana (2012) – “Jetgrouting. Raccomandazioni”.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P., A.G.I. (2012) – “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

Circa le indicazioni applicative considerate per l’ottenimento dei requisiti prestazionali prescritti nel DM del 17/01/2018, ci si è riferiti, quando non direttamente alle indicazioni delle Norme Tecniche stesse, a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel seguito. In particolare, per quel che riguarda le Verifiche Strutturali, le indicazioni fornite dagli Eurocodici, con le relative Appendici Nazionali, costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle norme.

2.2 NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI

- UNI EN 206-1 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- UNI 11104 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.
- UNI EN 13369 – “Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo”.
- UNI EN 13225 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi strutturali lineari”.
- UNI EN 14992 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi da parete”.
- UNI EN 13747 – “Prodotti prefabbricati di calcestruzzo- Lastre per solai”.

2.3 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- UNI EN 1990 - Eurocodice 0 – “Criteri generali di progettazione strutturale”.
- UNI EN 1991 - Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture”.
- UNI EN 1992 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- UNI EN 1993 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- UNI EN 1994 - Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.
- UNI EN 1997 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
- UNI EN 1998 - Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.
- BS6349 – “Maritime works”
- Recommendation of the Committee for Waterfront Structures EAU, Sixth English Edition (EAU 1990)
- PIANC 2002 – “Guidlines for the Design of Fenders Systems”

3 SITUAZIONE ATTUALE DELL'AREA

La banchina N2 – NTC (ex Trattaroli Destra) oggetto della presente relazione fa parte del bacino di evoluzione del canale Candiano in corrispondenza di largo Trattaroli, in sponda Sud, per uno sviluppo di circa 681.51 m.



Figura 2 – Ortofoto mediante drone Nuovo Terminal Container (Banchina N2)

4 PRESTAZIONI RICHIESTE AL BANCHINAMENTO

Le prestazioni richieste la banchina N2 sono:

	Esplicitamente indicate dalla committenza in fase di Progetto Definitivo	Utilizzato nel Progetto Esecutivo
Fondale di progetto:	-12,50 m su l.m.m.	12,50 m su l.m.m.
Futuro fondale di progetto:	-14,50 m su l.m.m.	--14,50 m su l.m.m.
Fondale di calcolo:	-15,00 m s.l.m.m.	-15,00 m s.l.m.m.
Quota piazzali:	+3.50 m s.l.m.m.	+3.50 m s.l.m.m.
Sovraccarico:	60 kPa	60 kPa
Bitte da 1000 kN ad interasse:	25 m	25 m
Nave di progetto:	da 100.000 t (<i>molto grande</i> ai sensi della definizione delle NTC 2008).	Nave portacontainer: <ul style="list-style-type: none"> • Panamax da 30'000 DWT • Panamax da 60'000 DWT • Post Panamax da 70'000 DWT • Post Panamax da 100'000 DWT
Azione sismica		
Classe d'uso:	III	III
Vita nominale:	50 anni	50 anni
Coefficiente di compartecipazione dei carichi:	$\psi_{2,i}=0.8$	$\psi_{2,i}=0.8$ <i>categoria E secondo NTC2018</i>

5 STATO DI CONSISTENZA DELL'OPERA

Il capitolo 8 del DM 17.01.2018 descrive i passi utili ad una valutazione conoscitiva dell'opera e del suo stato di conservazione, quando si deve intervenire su un'opera esistente.

L'opera oggetto di studio si identifica come **un'opera nuova** pertanto viene meno la finalità di questo capitolo ma i passi trattati nella NTC sono comunque utili per la descrizione dell'area, in particolare:

- Analisi storico-critica;
- Rilievo.

5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

L'area dove dovrà sorgere il nuovo terminal containers è attualmente non utilizzata. In Figura 3 è mostrata la corografia dell'area, ripresa da una vecchia carta in cui le infrastrutture portuali erano quasi assenti.

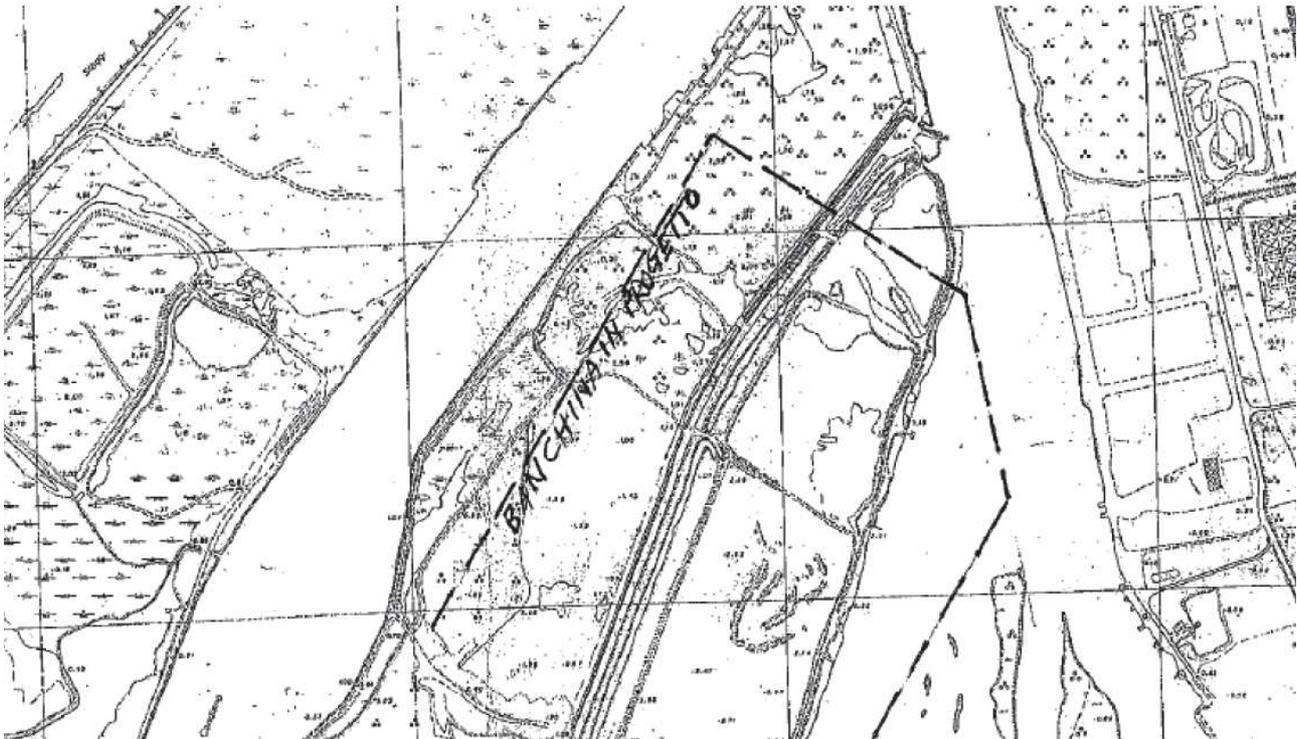


Figura 3 – Corografia dell'area in esame, da vecchia cartografia

In Figura 4 sono mostrate due fotografie aeree del 2003 e del 2009 in cui si osserva l'utilizzo dell'area per ospitare casse di colmata. Tra il 2003 ed il 2009 si osserva anche la realizzazione della banchina Trattaroli Nord (in sinistra del canale Candiano) e di un tratto del terminal containers (in destra del canale Candiano).



Figura 4 – Fotografie aree dell'area nel 2003 e 2009 (da Google Earth)

In Figura 5 è rappresentata una vista aerea recente dell'area in questione, in cui si riconosce la penisola Trattaroli compresa tra il canale Candiano ad ovest e canale Piombone ad Est. È possibile ancora distinguere con una certa chiarezza il contorno delle arginature di conterminazione delle vecchie casse di colmata.



Figura 5 – Vista aerea dell'area in esame (da Google Earth)

5.2 RILIEVO

[§8.5.2] Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

5.2.1 Rilievi eseguiti

In seguito ai rilievi eseguiti dal GC relativi alla banchina N2 - NTC nuovo tratto, per l'analisi e ricostruzione dello stato attuale dei luoghi e la valutazione delle azioni progettuali è stata presa in considerazione la seguente documentazione:

- Rilievo Aereofotogrammetrico
- Rilievo Topografico Banchina
- Documentazione fotografica

Fotogrammetria: il rilievo è stato eseguito il 18 novembre 2020, acquisendo foto nadirali e oblique a mezzo UAS. La superficie acquisita è stata di 0.19kq e sono stati acquisiti 721 fotogrammi. La quota di volo è stata di 60 m AGL (Above Ground Level) ed ha consentito una risoluzione al suolo (GSD) di 1,6 cm/pix. Sono stati posizionati 63 punti di controllo (GCP) di cui 3 Check Point.



Figura 6 – Condizioni della superficie al momento del rilievo (a sx) e superficie rilevata con traiettorie di volo seguite dal drone durante l'acquisizione (a dx).

È da notare la folta vegetazione che ha reso molto difficoltosa la misura del GCP e l'interpretazione del dato fotogrammetrico. I fotogrammi sono stati elaborati nel software Agisoft Metashape Professional al fine di elaborare la nuvola di punti e l'ortofoto. La nuvola di punti prodotta contiene più di 85 milioni di punti.

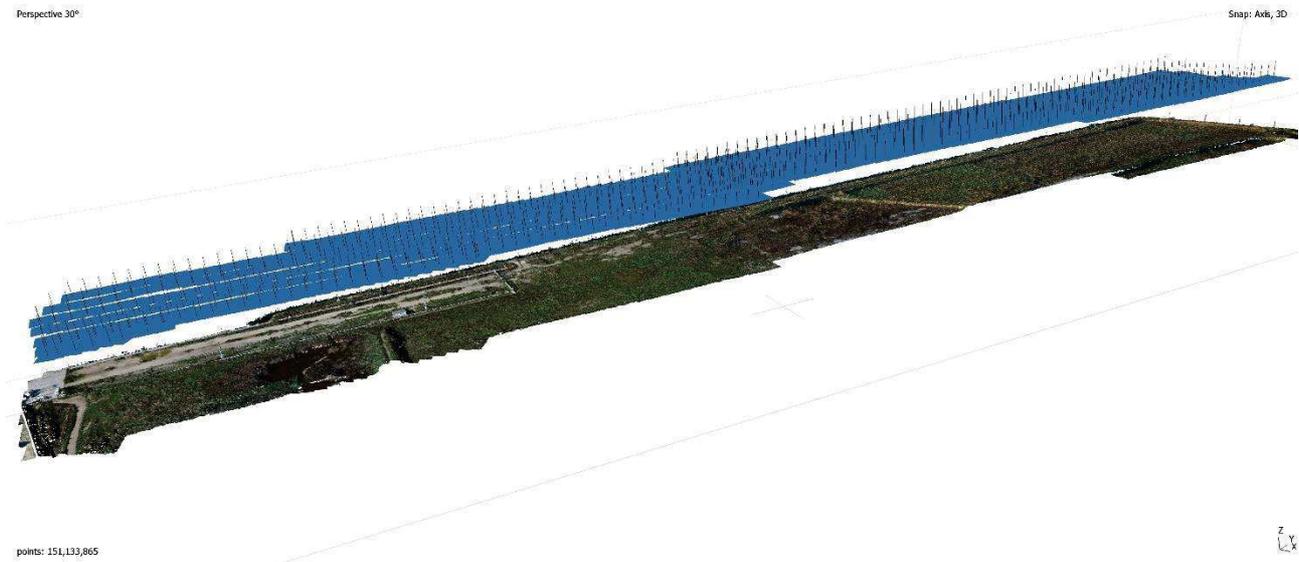


Figura 7 – Fotogrammi allineati sulla nuvola (dense cloud) in Metashape Professional

Sono stati inseriti i GCP per la georeferenziazione/scalatura del modello tridimensionale (Figura 47), e al termine dell'elaborazione è stato calcolato un errore RMSE totale (XYZ) di 2.7 cm per i GCP e di 2.9 cm per i Check Point. A partire dalla nuvola di punti è stato creato un ortomosaico con risoluzione nativa di 1.6 cm/pixel. La nuvola dei punti è stata pulita dal rumore, esportata e consegnata in formato E57, compatibile con Autodesk Recap, come concordato con la Committenza.

L'ortomosaico è stato esportato in formato jpg georiferito, con pixel di 5 cm per non creare un file troppo ingombrante di difficile gestione, mantenendo comunque un'elevata risoluzione. Dalla nuvola di punti è stato poi creato un piano quotato consegnato come Tavole in formato dwg. Sono state anche consegnate 16 foto oblique nel formato jpg originale

Rilievo: di seguito sono elencati gli elaborati di rilievo forniti e presi in considerazione:

- N1-N2-29012021.dwg
- N1N2_orto_5cm.jpg
- AN_BAN_TOPO_N.dwg
- AN_OVERVIEW.dwg

6 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO

6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1.1 Calcestruzzo

Classificazione secondo D.M. 17.01.2018 e UNI-EN 206-1:2016

Classe di resistenza del calcestruzzo	C35/45
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{lower} = 22,4 \text{ mm} \leq D_{max} \leq 31,5 \text{ mm} = D_{upper}$
Classe di esposizione	XS3
Minimo contenuto di cemento	360 kg/mc
Massimo rapporto a/c	0,45
Contenuto massimo di cloruri	Cl 0,20

COPRIFERRO - Rif. C4.1.6.1.3 Circ. 21/01/2019		
Classe di esposizione:	XS3	
Tipo di ambiente:	Molto aggressivo	
Controllo qualità del copriferro:	Sì	
Classe C.A.:	C35/45	
Tipo di barre:	Barre da c.a.	
Tipo di elemento:	Altri elementi	
Vita nominale V_N :	100	anni
Tolleranza di posa:	10	mm
Copriferro minimo tabella C4.1.IV:	45	mm
Incremento per vita nominale di 100 anni:	10	mm
Decremento per controllo qualità:	-5	mm
Incremento per classe C.A. $C < C_{min}$:	0	mm
Copriferro minimo di progetto:	60	mm

PALI (D=1800 mm) PER PARETE COMBINATA N2

Classe di resistenza del calcestruzzo	C40/50
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{lower} = 22,4 \text{ mm} \leq D_{max} \leq 31,5 \text{ mm} = D_{upper}$
Classe di esposizione	XS3
Minimo contenuto di cemento	360 kg/mc
Massimo rapporto a/c	0,45
Contenuto massimo di cloruri	Cl 0,20

COPRIFERRO - Rif. C4.1.6.1.3 Circ 21/01/2019		
Classe di esposizione	XS3	
Tipo di ambiente	Molto aggressivo	
Controllo qualità del copriferro	Sì	
Classe C.A.	C40/50	
Tipo di barre	Barre da c.a.	
Tipo di elemento	Altri elementi	
Vita nominale Vn	100	anno
Tolleranza di posa	10	mm
Copriferro minimo tabella C4.1.IV	45	mm
Incremento per vita nominale di 100 anni	10	mm
Decremento per controllo qualità	-5	mm
Incremento per classe C.A. C<Cmin	0	mm
Copriferro minimo di progetto		60 mm

6.1.2 Acciaio

6.1.2.1 Acciaio per armature

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo DM 17.01.18

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Allungamento caratteristico Agtk	$\geq 7.5 \%$
Rapporto $k=f_t/f_y$	$1.15 < k < 1.35$
Rapporto $f_y/f_{y,nom}$	≤ 1.25

6.1.2.2 Acciaio per palancole

Acciaio tipo S355 GP (secondo EN 10248):

Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{tk} \geq 480 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
Allungamento a rottura	$\geq 22 \%$
Classe di esecuzione secondo UNI EN 1090-2	EXC 3

6.1.2.3 Acciaio da carpenteria metallica

Acciaio tipo S355 J0:

Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
Allungamento a rottura	$\geq 12 \%$
Classe di esecuzione secondo UNI EN 1090-2	EXC 3

6.1.2.4 Acciaio per barre tipo "GEWI" o equivalente

Acciaio da precompressione tipo B500B, sistema con barre a doppia protezione anticorrosione (iniezione di boiacca e guaina protettiva):

Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{0,1k} \geq 555 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{pk} \geq 700 \text{ Mpa}$
Carico a snervamento (barre $\phi 63.5 \text{ mm}$)	$F_{p0,1k}=1758 \text{ kN}$
Carico ultimo (barre $\phi 63.5 \text{ mm}$)	$F_{pk}=2217 \text{ kN}$

6.1.3 Miscela cementizia

Durante la perforazione ed installazione della barra

Miscela fluida con rapporto acqua/cemento prossimo a 1.

Cementazione definitiva

La miscela cementizia deve essere realizzata con rapporto acqua/cemento compreso tra 0,4 e 0,55 nelrispetto di quanto riportato in UNI EN 4490:2010.

La classe di resistenza a compressione minima deve essere C20/25.

6.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Il progetto delle strutture è realizzato nel rispetto del Decreto Ministeriale 17/01/2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”, che prescrive di esplicitare la scelta di Vita Nominale di Progetto e Classe d'Uso delle opere, la quale deve essere effettuata di concerto con il Committente.

6.2.1 Vita Nominale

Si evidenzia quanto descritto nel §2.4.1 delle NTC18:

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 2.4.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

Con riferimento a quanto descritto tutte le opere sono assegnate alla:

→ Tipologia 2: “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari” → Vita Nominale $V_N = 50$ anni

6.2.2 Classe d'uso

La classe d'uso delle costruzioni individua il grado di prestazione atteso in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella progettazione la classe d'uso si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la costruzione è importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse. Si riposta nel seguito quanto descritto nel paragrafo §2.4.2 delle NTC18:

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per il caso specifico, sia per opere definitive che per opere provvisionali, si assume:

→ **Classe III:** "Costruzioni il cui riuso preveda affollamenti significativi..."

6.2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Con riferimento al paragrafo §2.4.3 delle NTC18, si evidenzia:

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

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

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

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Risulta quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica:

→ $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75$ anni.

Il periodo di riferimento è associato alle Prescrizioni del Consiglio superiore dei lavori pubblici – CSLP (parere n. 63 del 2017) che dispone quanto segue:

Aspetti strutturali.

2. La maggior parte delle opere sono dimensionate nella assunzione di vita nominale 50 anni e classe d'uso III, con le azioni sismiche sviluppate di conseguenza per un periodo di riferimento di 75 anni, scelta che si ritiene condivisibile. Fa eccezione la banchina Bunge nord, per la quale sono state invece assunte una vita nominale di 50 anni e classe d'uso II. La motivazione di tale incongruenza, anche se modesta, vista la moderata sismicità della zona, appare connessa al diverso sviluppo temporale di quella porzione del progetto.

Ove nelle successive fasi di progettazione tale disomogeneità non fosse sanabile, si ritiene opportuna almeno una verifica delle conseguenze sui livelli di sicurezza attinti per le combinazioni sismiche.

6.3 ANALISI DEI CARICHI

6.3.1 Peso Proprio

Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

Calcestruzzo	$\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$
Acciaio	$\gamma=78.5 \text{ kN/m}^3$

6.3.2 Carichi di banchina

Si elencano i carichi accidentali richiesti dal Committente e dalle normative nazionali ed internazionali.

NOTA: tutti i carichi da gru di seguito indicati devono essere verificati dall'appaltatore in funzione della tipologia finale delle gru scelte.

6.3.2.1 Azioni accidentali su banchina

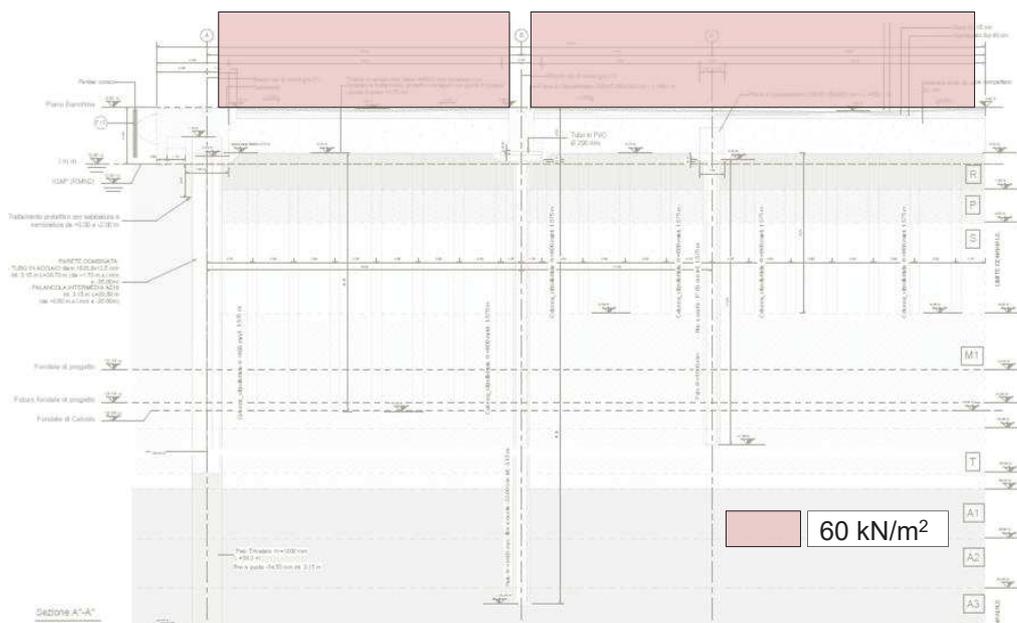
Stato limite di esercizio, combinazione rara (NTC'18):

- **60 kN/m²**, agente nella **area di banchina su una lunghezza di L=50m**, per le verifiche in condizione di esercizio della struttura.

Stato limite ultimo, combinazione A1 (NTC'18, §2.6.1): amplificazione del carico per il fattore γ_Q per le verifiche strutturali dell'opera.

Condizioni sismiche: in condizioni sismiche si considera una riduzione del carico rispetto al valore di progetto (NTC'18, §2.5.3):

- Coefficiente $\Psi_{2,j}$: **0,8**



6.3.2.2 Carichi veicolari

Tutti i carichi veicolari longitudinali, accidentali, d'urto, ecc., si intendono come da carichi per ponti di prima categoria NTC2018.

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dal traffico veicolare è stato impostato prendendo in considerazione il veicolo di riferimento stradale maggiormente caricato che può circolare secondo il Codice della Strada, con asse equivalente da 300 kN a ruote gemellate.

6.3.2.3 Carichi da gru

Gru su rotaia / tipo 3:

In figura seguente è presentato lo schema della gru di banchina indicata dalla Committenza per il terminal container di Ravenna.

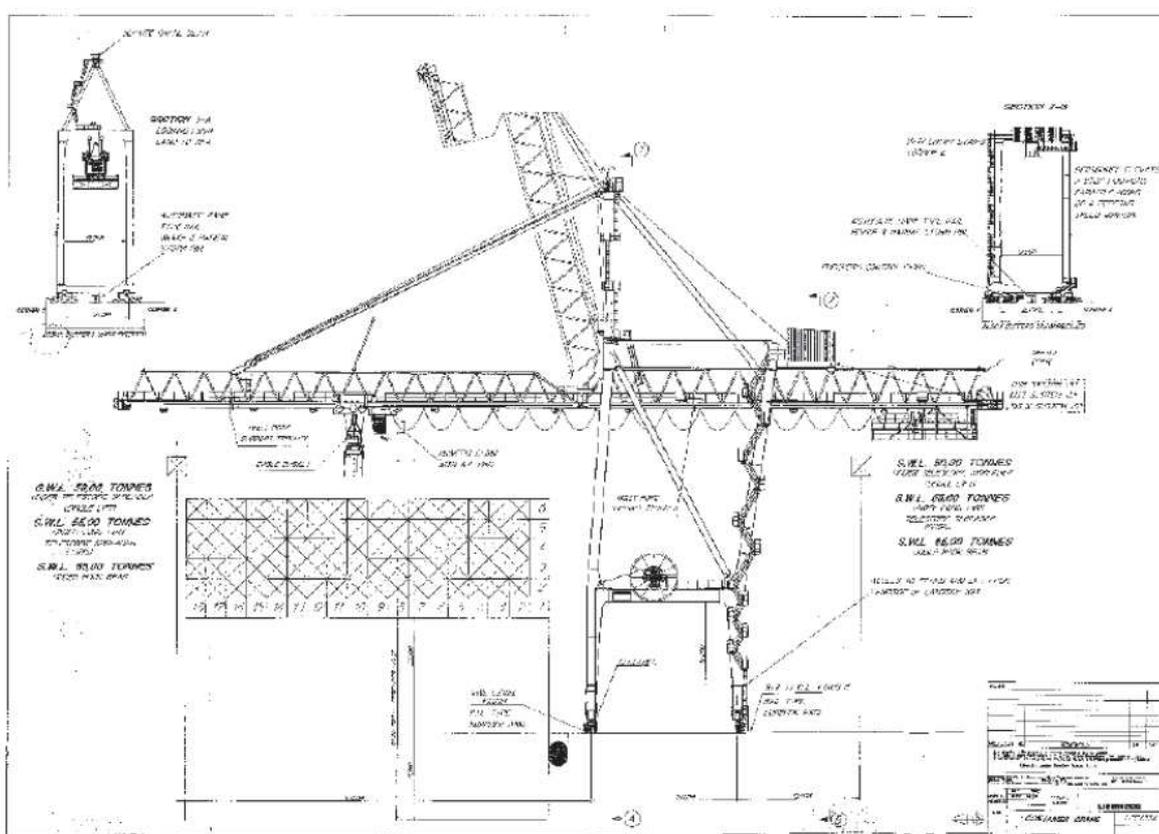


Figura 9 – Gru a portale / nuovo terminal

I carichi trasmessi dalla gru di banchina in condizioni operative e fuori servizio sono stati forniti dall'Autorità Portuale che ha messo a disposizione il documento redatto da Officine Meccaniche Galileo S.r.l. redatto per il Terminal Container Ravenna e riportato nel seguito.

	OFFICINE MECCANICHE GALILEO S.r.l. Via Begata Tridunica, 2 - 35020 PERNUMIA (PD) ITALIA Telefono +39.0429.778388 - Telefax +39.0429.778290 Email: info@ombomg.com - Web: www.omb-italy.com	N.2 STS	
		Numero di progetto	12149
		Anno	2014

1 INTRODUZIONE

Scopo della presente relazione è la definizione dei carichi trasmessi dalla gru alla banchina nelle diverse condizioni, operative e fuori servizio.

2 SCHEMA TRASLAZIONI

2.1 LATO MARE

Le traslazioni lato mare sono composte da 12 ruote per angolo, con passo variabile come indicato nelle immagini seguenti.

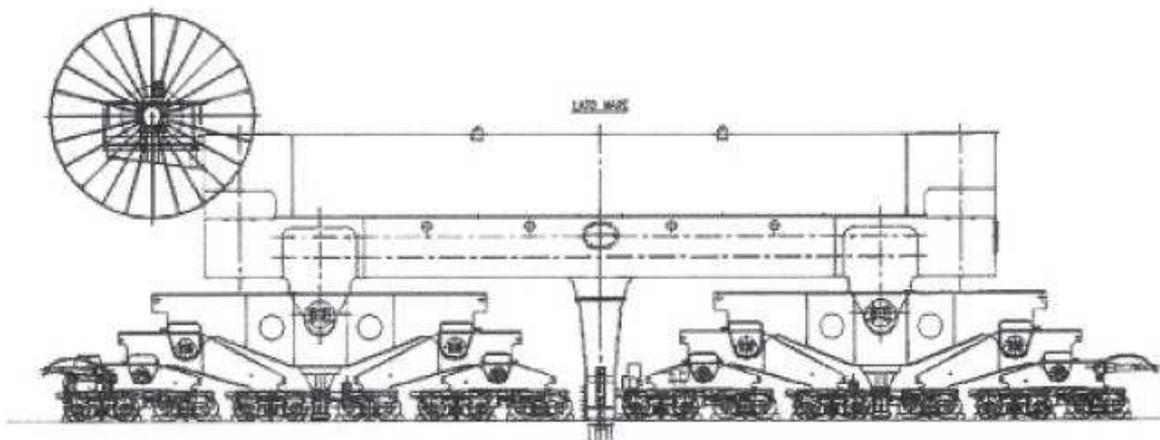


fig. 1. assieme traslazione lato mare

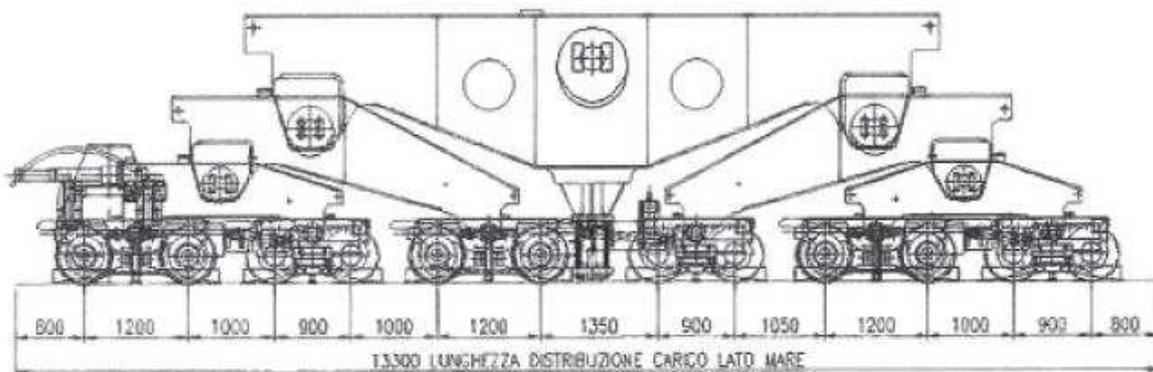


fig. 2. dettaglio traslazione lato mare angolo sinistro

	OFFICINE MECCANICHE GALILEO S.r.l. Via Brigata Tridentina, 2 - 35020 PERNUMIA (PD) ITALIA Telefono +39.0429.778388 - Telefax +39.0429.778290 Email: info@omborg.com - Web: www.omborg-italy.com	N.2 STS	
		Numero di progetto	12149
		Anno	2014

2.2 LATO TERRA

Le traslazioni lato terra sono composte da 10 ruote per angolo, con passo costante come indicato nelle immagini seguenti.

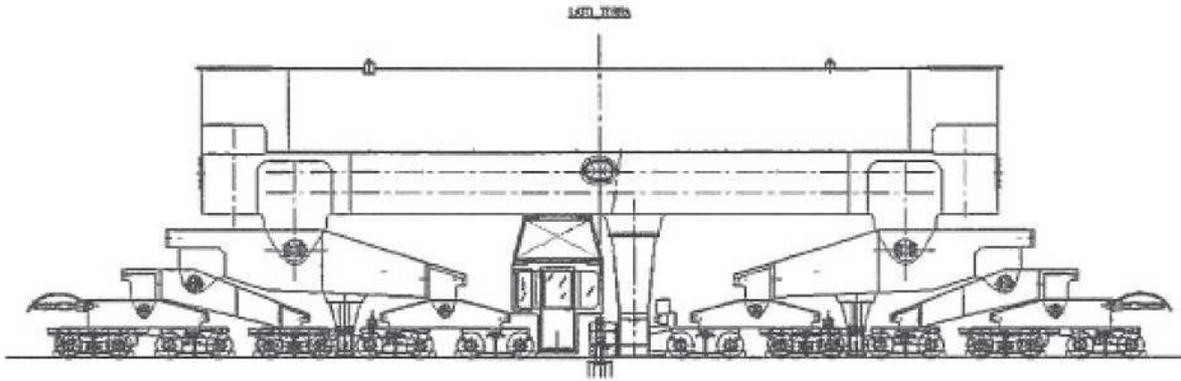


fig. 3. assieme traslazione lato terra

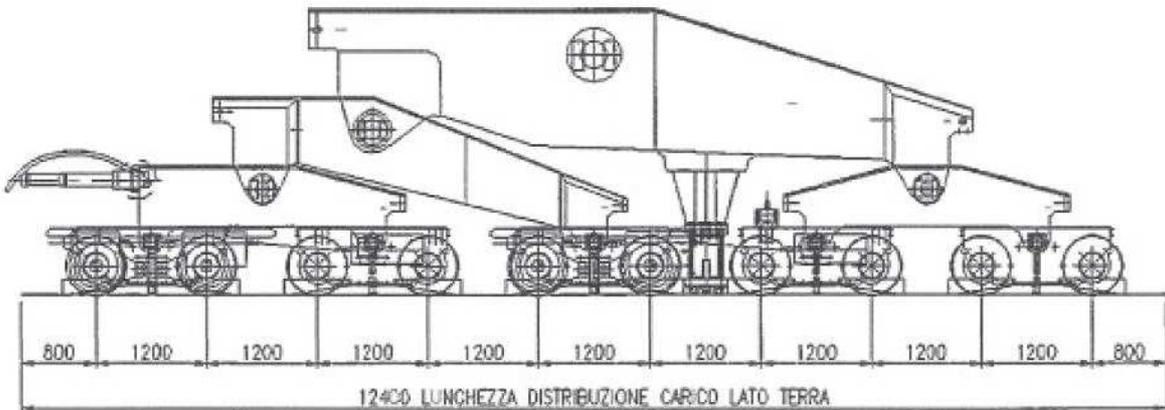


fig. 4. dettaglio traslazione lato terra angolo sinistro

3 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI DISTRIBUZIONE DEL CARICO

Per calcolare la lunghezza del tratto di rotaia su cui si distribuisce il carico per angolo della gru, si è considerata la distanza fra l'asse delle ruote estreme di ogni angolo, aggiungendo da ciascun lato 800 mm.

In questo modo si ottiene:

- lunghezza di distribuzione carico lato mare = 13300 mm
- lunghezza di distribuzione carico lato terra = 12400 mm

Questa è una delle possibili valutazioni della lunghezza di distribuzione; i dati forniti in seguito si riferiscono a queste lunghezze, è da valutare da parte dello specialista del calcolo della banchina se tale lunghezza deve essere calcolata in modo diverso.

	OFFICINE MECCANICHE GALILEO S.r.l. Via Brigata Tridantina, 2 - 35030 PIERNUMIA (PD) ITALIA Telefono +39.0429.778388 - Telefax +39.0429.778290 Email: info@mbomg.com - Web: www.omg.italy.com	N.2 STS	
		Numero di progetto	12149
		Anno	2014

4 CONDIZIONI DI CALCOLO

I carichi sono stati calcolati in due condizioni:

- condizioni operative (braccio abbassato) con vento di 72 km/h (20 m/s), considerando la contemporaneità dei movimenti di sollevamento e traslazione carrello.
- condizioni non operative (braccio sollevato e carrello in posizione di parcheggio) con vento di 180 km/h (50 m/s).

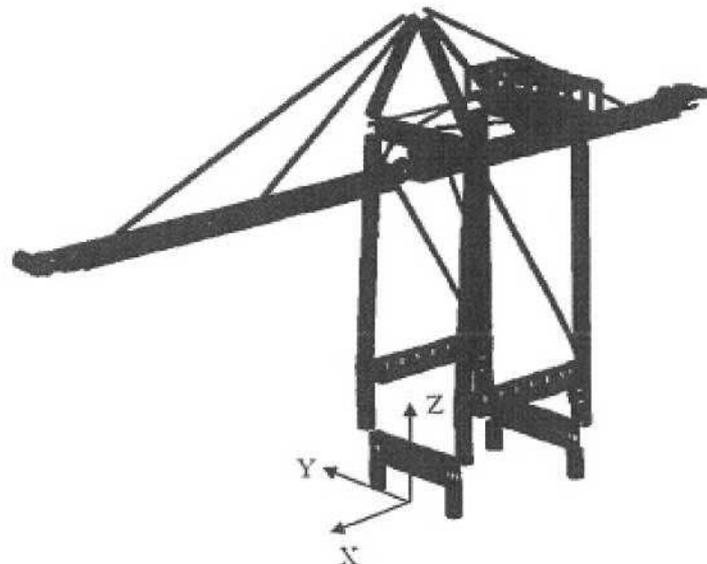
Per ogni condizione, si sono calcolati i carichi concentrati per angolo e i carichi distribuiti, separatamente per il lato mare e il lato terra.

CONDIZIONE 1

Nella tabella seguente vengono indicati i pesi e la posizione del baricentro (a braccio abbassato) della struttura, del carrello e del carico alle funi (questi ultimi due in posizione di massima corsa lato mare).

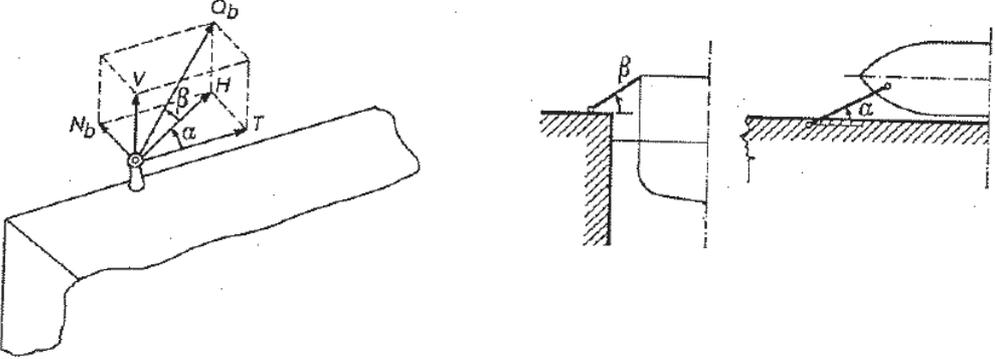
Per l'orientamento degli assi si faccia riferimento alla figura di seguito.

	(kg)	Xg (mm)	Yg (mm)	Zg (mm)
Peso struttura	976695	-8320	-290	28040
Peso carrello	33870	47500	0	38040
Carico alle funi	70000	47500	0	34950
Peso totale	1080565	-2954	-262	28801



6.3.2.4 Carichi orizzontali di banchina

Carichi da ormeggio:

<p><u>Carichi sulla bitta</u></p>	<p>I carichi sulla bitta sono applicati secondo la figura seguente:</p>  <p style="text-align: center;"><i>Figura 10 – Carichi orizzontali di banchina</i></p> <p>Ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $Q_b = N_b / \sin \alpha \cos \beta$ - $V_b = Q_b \sin \beta$ - $T_b = Q_b \cos \alpha \cos \beta$ <p>Con α che varia fra 30° e 40°, β fra 20° e 40° e N_b, determinato in funzione del massimo dislocamento (DWT) della nave in accosto, viene assunto pari a 1000 kN.</p> <p>La bitta è presente mediamente ogni 25 m.</p>
<p><u>Forza agente sul parabordo</u></p>	<p>Condizione eccezionale:</p> <ul style="list-style-type: none"> - urto da natante su banchina (NTC'18, §3.6.3.5 ed Eurocodice UNI EN 1991-1-7). <p>Il dimensionamento del sistema parabordo è eseguito sulla base di ben noti metodi deterministici, che fanno riferimento alle "Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002" PIANC-AIPCN. Si rimanda alla relazione dedicata 1114-E-BAN-ARS-RE-12-0</p>

6.3.3 Vento

L'azione del vento viene considerata come da riferimenti normativi DM 17.01.2018 e Circolare n° 7 del 21.01.2019 i quali prevedono:

DM17.01.2018 - §3.3.1

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

$V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Dove:

a_s, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_0 è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Zona	Descrizione	$V_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.I – Valori dei parametri $V_{b,0}$, a_0 , k_s

Circolare n° 7 del 21.01.2019 - §3.3.2

In questo paragrafo, vengono introdotte, in mancanza di indagini statistiche adeguate, le seguenti espressioni che forniscono la velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni, α_R è un coefficiente fornito dalla Figura C3.3.1, alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è espresso in anni.

La formula C3.3.2 è generalmente utilizzata per la valutazione della velocità del vento, riferita a tempi di ritorno inferiori a 50 anni per le condizioni transitorie delle costruzioni. Limitatamente alle analisi inerenti il comportamento delle costruzioni nei riguardi dei fenomeni di instabilità aeroelastica, per i quali le verifiche si conducono in termini di velocità media di riferimento e di velocità critica per il fenomeno in esame, si dovranno adottare valori di T_R significativamente maggiori di 50 anni, secondo i criteri specificati in C3.3.11 per il distacco dei vortici ed in documenti di comprovata validità per le altre possibili tipologie dei fenomeni instabili.

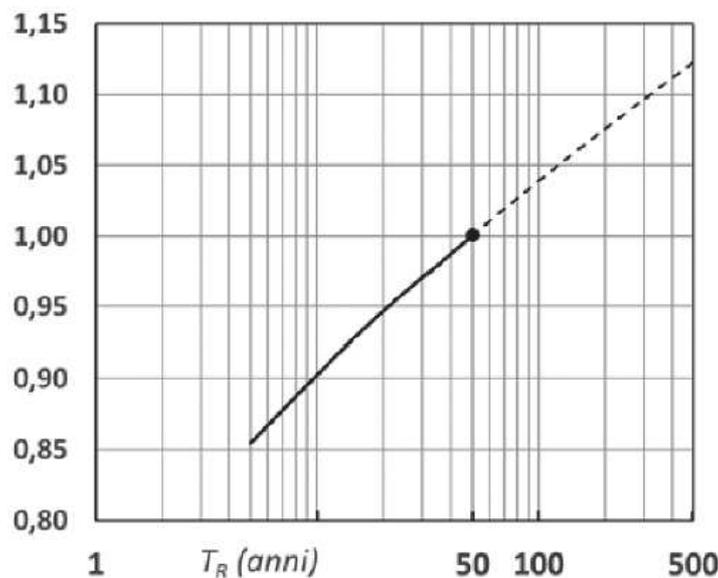


Fig. C.3.3.1 – Valori del coefficiente α_R in funzione del periodo di ritorno T_R (asse in scala logaritmica).

L'area oggetto di intervento è collocata in ZONA 2 (Rif. Tabella 3.3.I NTC2018), per la quale si hanno i seguenti parametri:

$$V_{b,0} = 25 \text{ m/s (Tr = 50 anni)}$$

$$v_b(T_R) = 26 \text{ m/s (Tr = 100 anni, vedi figura C3.3.1 e formula C3.3.2)}$$

Il valore dell'azione statica equivalente sarà calcolato mediante la formula [3.3.4] delle NTC2018, per le sole opere che risultano sensibili all'azione del vento.

Per le strutture di banchina non si tratta di un carico dimensionante e pertanto il suo contributo sarà trascurato nei calcoli.

6.3.4 Neve

L'azione della neve viene considerata come da riferimenti normativi DM 17.01.2018 e Circolare n° 7 del 21.01.2019 i quali prevedono:

Valore di riferimento del carico della neve al suolo con $T_r = 50$ anni:

Zona I Mediterranea – provincia di Ravenna $\rightarrow q_{sk} = 1.50$ kN/mq per $as \leq 200$ m

- Valore di riferimento del carico della neve al suolo con $T_r = 100$ anni:
 $q_{s100} = 1.128 \times 1.50 = 1.69$ kN/mq

L'azione della neve sui singoli elementi strutturali oggetto della presente relazione sarà applicata secondo le formulazioni indicate al paragrafo 3.4 delle NTC2018.

Per il caso più comune di copertura orizzontale (o con angolo fino a 30°) il valore del carico neve è calcolato come segue:

$$q_s = q_{s100} \times \mu_i \times C_E \times C_t = 1.69 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.0 = 1.35 \text{ kN/mq}$$

Tale valore sarà applicato nelle singole verifiche e combinato con gli altri carichi secondo le indicazioni delle vigenti NTC2018.

Per le strutture di banchina non si tratta di un carico dimensionante e pertanto il suo contributo sarà trascurato nei calcoli.

6.3.5 Sisma

L'azione del sisma è stata definita in accordo con il DM 17.01.2018 e la Circolare n° 7 del 21.01.2019.

La vita nominale dell'opera è stata assunta pari a $V_N = 50$ anni con Classe d'uso III, alla quale è associato un coefficiente d'uso C_u pari a 1,5.

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Il tempo di ritorno dell'evento sismico è pari a $T_r = 712$ anni, pertanto l'accelerazione orizzontale di base a_g su sito di riferimento rigido risulta essere:

<i>Stato Limite di Danno (SLD)</i>	$a_g = 0.064g$
<i>Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)</i>	$a_g = 0.172g$

La magnitudo associata all'evento sismico agli SLV vale $M_W = 5.96$

E' stata fatta una analisi di Risposta Sismica Locale (RSL) sulla base dei dati desunti dalle indagini di progetto definitivo ed esecutivo, per definire l'accelerazione sismica orizzontale massima di progetto (amplificazione stratigrafica), che è pari a $a_{g,max} = 0,2g$ per SLV e $a_{g,max} = 0,1g$ per SLD.

Si rimanda alla "Relazione sismica" di progetto esecutivo per un maggiore dettaglio degli argomenti trattati.

L'utilizzazione di metodi di analisi di tipo pseudostatici l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. I coefficienti sismici orizzontali e verticali

devono essere pertanto valutati in funzione della proprietà del moto sismico atteso nel volume significativo dell'opera e della capacità del sistema di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Per la banchina in progetto possono essere utilizzati i seguenti valori:

- SLV → $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{gmax} = 0.30 \cdot 1 \cdot 0.200 = \mathbf{0.060}$
 → $k_v = 0$
- SLD → $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{gmax} = 0.30 \cdot 1 \cdot 0.100 = \mathbf{0.030}$
 → $k_v = 0$

Tali valori sono stati scelti sulla base delle seguenti considerazioni:

Negli stati limite di vita SLV e di danno SLD, un palancolato di altezza $H = 34.5 \text{ m}$ su suolo tra C e D, permette di assumere $\alpha = 0,3$ utilizzando il diagramma 7.11.2 della NTC 2018.

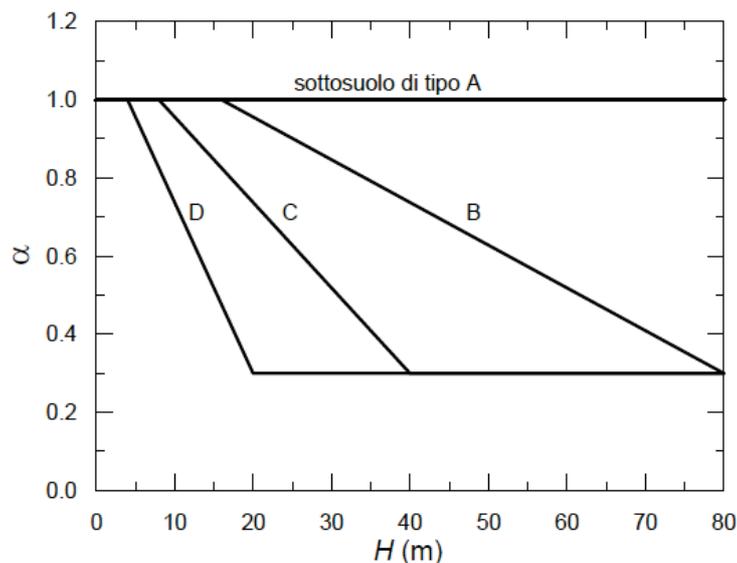


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

La definizione del coefficiente β viene effettuata sulla base che lo spostamento in sommità dell'opera sia correlato direttamente alla deformazione elastica degli ancoraggi. Per tale ragione si individua uno spostamento orizzontale massimo come differenza tra l'elongazione dei tiranti al carico di snervamento di progetto e l'elongazione dei medesimi in condizioni SLE.

Nello specifico il calcolo si effettuerà stimando dapprima l'allungamento del tirante in condizioni di esercizio:

$$\Delta L_{SLE} = \varepsilon * L = \frac{N_{SLE}}{E_{acciaio} * A_{barra}} * L$$

L'allungamento massimo del tirante è valutato analogamente (cautelativamente) partendo dal carico di snervamento della barra, stimabile in:

$$N_{yd} = \frac{N_{yk}}{\gamma_M}$$

$$\Delta L_{ultimo} = \varepsilon * L = \frac{N_{yd}}{E_{acciaio} * A_{barra}} * L$$

A questo punto, considerando un tirante di inclinazione α , lo spostamento massimo che l'opera può tollerare è posto pari a:

$$u_{s,max} = \cos\alpha * (\Delta L_{ultimo} - \Delta L_{SLE})$$

Con questo valore è possibile entrare nell'abaco Fig. 7.11.3 presente al cap. 7.11 delle NTC 2018

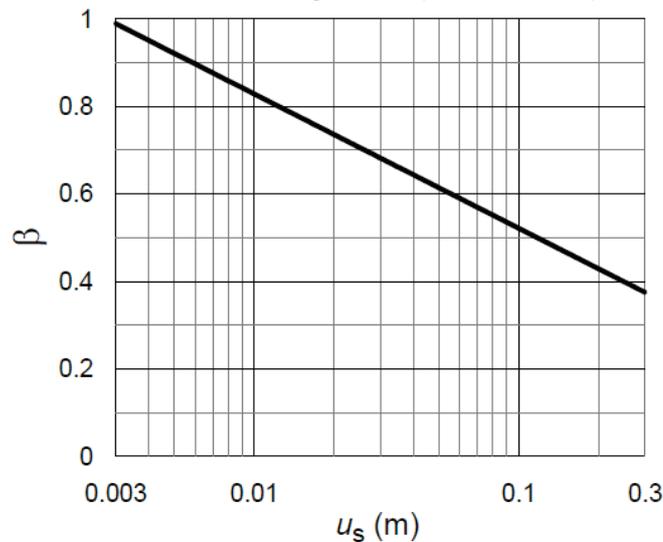


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Il tirante orizzontale esistente è un GEWI $\phi 63.5$ mm con caratteristiche riportate nel seguito:

GEWI® B500B Threadbar

Diametro nominale ϕ [mm]	Tensione snervamento / tensione rottura $f_{p0.2}/f_{tk}$ [N/mm ²]	Sezione trasversale A [mm ²]	Carico snervamento F_{yk} [kN]	Carico ultimo F_{tk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omologazione
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5	△
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6	△
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0	△
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4	△

Figura 11 – Definizione di β

Nelle modellazioni eseguiti con il software Plaxis, visibili nel seguito, il massimo tiro agli SLE risulta pari a circa 1000 KN. Con queste informazioni e considerando un angolo nullo (tirante orizzontale) il coefficiente β risulta pari a 0.70.

BANCHINA N2 - TIRANTE ORIZZONTALE					
GEWI D63,5			Inclin	0	[°]
E	206000	[MPA]	L	30	[m]
A	3167	[MM]	NSLE	1000	kN
NSNERV	1758	[KN]			
γ	1,15		ϵ	ΔL	u_x
NMAX	1529	[KN]			Δu_x
					β
			[-]	[m]	[cm]
			0,0015	0,0460	4,60
			0,0023	0,0703	7,03
					2,43
					0,70

Figura 12 – Definizione di β

L'assunzione di tali parametri darebbe un coefficienti k_p minore rispetto a quello ipotizzato nel progetto definitivo. **A favore di sicurezza** si assume sia per gli SLV che per gli SLD un valore di β pari a 1.

Per l'analisi di stabilità generale dell'opera con i metodi pseudostatici è possibile valutare il coefficiente sismico orizzontale riducendo l'accelerazione massima attesa al sito per un coefficiente β_s (tabella 7.11.I della NTC 2018).

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le analisi di stabilità generale con metodi pseudostatici utilizzando il parametro $\beta_s=0.24$ e moltiplicandolo per l'accelerazione $a(\text{SLV})=0.200$ e $a(\text{SLD})=0.100$ si otterrebbero valori k_h inferiori a quelli riportati per le analisi precedenti. A favore di sicurezza si utilizzano gli stessi parametri $k_h(\text{SLD})=0.030$ e $k_h(\text{SLV})=0.060$. In questo caso $k_v(\text{SLD})=0.030/2=\pm 0.015$ e $k_v(\text{SLV})=0.060/2=\pm 0.030$.

6.3.6 Spinta idrodinamica

La presenza dell'acqua libera gioca un importante ruolo nel determinare il carico in condizioni sismiche sulle opere portuali. Quando il fronte della superficie di sostegno è impermeabile, la pressione totale dell'acqua che agisce sull'opera di sostegno può essere divisa in due componenti: la pressione idrostatica che cresce linearmente con la profondità e agisce sul muro prima, durante e dopo lo scuotimento sismico, e la pressione idrodinamica, che risulta dall'interazione tra la struttura e l'acqua. Tale pressione idrodinamica è usualmente stimata con la soluzione di Westergaard (1931) come indicato in

Incremento dinamico
 (Westergaard, 1933)

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

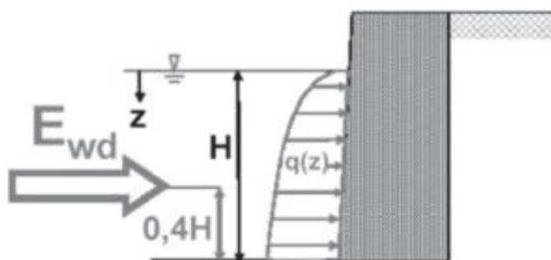


Figura 13 – Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

La pressione idrodinamica agisce sia in una direzione che nell'altra, cioè si manifesta come incremento o decremento della pressione idrostatica agente sull'opera.

6.3.7 Carichi eccezionali – urto di natante

La normativa NTC2018 non fornisce indicazioni per gli urti dei natanti, per questo motivo si ci riferisce a norme di comprovata validità. Nello specifico ci si riferisce a quanto riportato dalla EN 1991.1.7.

L'Eurocodice definisce l'area di azione del carico (0,1l x 0,05l con l=lunghezza della nave) e la deviazione massima della direzione di impatto del natante, pari a 30°.

I dati da utilizzare per la nave di progetto sono definiti dalla tabella C.4 dell'annesso C della stessa norma.

Class of ship	Length l (m)	Mass m^a (ton)	Force $F_{dx}^{b,c}$ (kN)	Force $F_{dy}^{b,c}$ (kN)
Small	50	3 000	30 000	15 000
Medium	100	10 000	80 000	40 000
Large	200	40 000	240 000	120 000
Very large	300	100 000	460 000	230 000

^a The mass m in tons (1 ton = 1 000 kg) includes the total mass of the vessel, including the ship structure, the cargo and the fuel. It is often referred to as the displacement tonnage. It does not include the added hydraulic mass.

^b The forces given correspond to a velocity of about 5,0 m/s. They include the effects of added hydraulic mass.

^c Where relevant the effect of bulbs should be accounted for.

Nel caso in esame la nave di progetto appartiene alla classe "Very large" avendo una massa pari a 100'000 tonnellate. A questa tipologia corrisponde una forza d'urto frontale massima pari a 460'000 kN. In area portuale la normativa permette di ridurre del 50% tale forza. Si ottiene quindi una forza finale d'urto pari a:

$$F_U = 460000 \cdot \sin(30^\circ) \cdot 0,5 = 115000 \text{ kN}$$

Come indicato in precedenza questa forza viene applicata su un'area di dimensioni 15m x 30m. Si ottiene così una pressione pari a 255,55 kN/m².

6.4 DESIGN APPROACH

Generale	<p>I coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione sono ricavati da normativa nazionale ed Eurocodici, secondo quanto specificato nelle appendici nazionali.</p> <p>Per quanto non specificato si fa riferimento alla normativa BS 6349.</p>																				
Struttura di banchina	<p>Combinazioni di esercizio (SLE):</p> $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ <p style="text-align: right;">rara</p> $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$ <p style="text-align: right;">frequente</p> $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$ <p style="text-align: right;">quasi permanente</p> <p>Combinazioni ultime (SLU):</p> $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ <p>Combinazioni eccezionali:</p> $G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ <p>Combinazioni sismiche (SLV, SLD ed SLO):</p> $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ <p>dove:</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="padding-right: 20px;">G_1</td> <td>pesi propri strutturali, spinta del terreno e dell'acqua</td> </tr> <tr> <td>G_2</td> <td>pesi propri degli elementi non strutturali</td> </tr> <tr> <td>Q</td> <td>accidentali</td> </tr> <tr> <td>P</td> <td>precompressione</td> </tr> <tr> <td>A_d</td> <td>azioni eccezionali (urto imbarcazioni)</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>azioni sismiche allo SLV, SLD o SLO, comprese azioni della spinta idrodinamica (Westergaard) e della spinta sismica del terreno</td> </tr> </table> <p>Per gli stati limite strutturali (STR) i coefficienti di combinazione sono:</p> $\gamma_{G1} = 1.3 - 1.0$ $\gamma_{G2} = 1.5 - 0.8$ $\gamma_Q = 1.5 - 0.0$ <p>per accidentali di impalcato (Categoria E) per combinazione SLU e SLE:</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 60%;">Banchina</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{0,j}$</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{1,j}$</td> <td>0,9</td> </tr> <tr> <td>Coeff. $\Psi_{2,j}$</td> <td>0,,8</td> </tr> </table>	G_1	pesi propri strutturali, spinta del terreno e dell'acqua	G_2	pesi propri degli elementi non strutturali	Q	accidentali	P	precompressione	A_d	azioni eccezionali (urto imbarcazioni)	E	azioni sismiche allo SLV, SLD o SLO, comprese azioni della spinta idrodinamica (Westergaard) e della spinta sismica del terreno	Banchina	C	Coeff. $\Psi_{0,j}$	1,0	Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,9	Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,,8
G_1	pesi propri strutturali, spinta del terreno e dell'acqua																				
G_2	pesi propri degli elementi non strutturali																				
Q	accidentali																				
P	precompressione																				
A_d	azioni eccezionali (urto imbarcazioni)																				
E	azioni sismiche allo SLV, SLD o SLO, comprese azioni della spinta idrodinamica (Westergaard) e della spinta sismica del terreno																				
Banchina	C																				
Coeff. $\Psi_{0,j}$	1,0																				
Coeff. $\Psi_{1,j}$	0,9																				
Coeff. $\Psi_{2,j}$	0,,8																				
Fondazioni su pali	<p>Le fondazioni su pali, secondo NTC'2018 (§6.4.3), devono essere soddisfatte per ogni stato limite considerato:</p> <ul style="list-style-type: none"> - SLU di tipo geotecnico (GEO), tenendo conto del collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali, collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali, collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione, stabilità globale. 																				

	<ul style="list-style-type: none"> - SLU di tipo strutturale (STR), tenendo conto del raggiungimento della resistenza dei pali e raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali. Verifiche SLU devono essere effettuate applicando la combinazione A1+M1+R3 di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI. - SLE, prendendo in considerazione, quando pertinenti, almeno gli eccessivi cedimenti o sollevamenti e gli eccessivi spostamenti trasversali. Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio al § 2.5.3, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione ($E_d < R_d$). - Per le verifiche SISMICHE le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.5.3.2.
<p>Paratie di sostegno</p>	<p>Per le paratie si considerano i seguenti stati limite ultimi (NTC'18 §6.5.3.1.2 per condizioni SLU e §6.5.3.2 per SLE):</p> <ul style="list-style-type: none"> - SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD): collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido); collasso per carico limite verticale; sfilamento di uno o più ancoraggi; instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate; instabilità del fondo scavo per sollevamento; sifonamento del fondo scavo; instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. - SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi; raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto; raggiungimento della resistenza strutturale della paratia. <p>Accertando che la condizione ($E_d < R_d$) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.</p> <p>Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti: Combinazione 1: (A1+M1+R1) e Combinazione 2: (A2+M2+R1) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II con i coefficienti γ_r del gruppo R1 pari all'unità.</p> <p>Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2</p> <ul style="list-style-type: none"> - SLE - In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. - Per le verifiche SISMICHE le paratie devono rispettare i criteri di verifica § 7.11.6.3

Stabilità globale	<ul style="list-style-type: none">- SLU – La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.- SISMICA (§ 7.11.4) - si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.
-------------------	---

7 TEORIA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

7.1.1 Fondazioni superficiali

7.1.1.1 Normativa

NORMATIVA DI → D.M. 17.01.2018
RIFERIMENTO §6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) la normativa prescrive:

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali 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 la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - *collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;*
 - *collasso per scorrimento sul piano di posa;*
 - *stabilità globale.*
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

...dove per condizione [6.2.1] si intende:

$$E_D \leq R_D$$

Essendo E_D il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2.b]

La **verifica di stabilità globale** deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la **Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le **rimanenti verifiche** devono essere effettuate applicando la **combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Per le **verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)** la normativa prescrive:

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione $E_d \leq C_d$ (dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni), calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

7.1.1.2 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate viene utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma + q' N_q s_q i_q b_q g_q d_q + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c$$

dove:

- γ_s : peso di volume del terreno;
- q' : carico agente sul piano di posa della fondazione;
- c' : coesione
- $B' = B - 2e$: larghezza fittizia della fondazione
- B : larghezza della fondazione;
- $e = M/N$: eccentricità del carico;
- M : momento agente sulla fondazione;
- N : sforzo normale agente sulla fondazione;
- N_γ, N_q, N_c : fattori di capacità portante;
- s_γ, s_q, s_c : fattori di forma della fondazione;
- i_γ, i_q, i_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_γ, d_q, d_c : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

- Per i fattori N_q e N_c , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot a n \phi$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno.

- Per N_γ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

- Per i fattori s_γ, s_q e s_c si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove L è la lunghezza della fondazione.

- Per i fattori i_γ, i_q e i_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[\frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot a n \phi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[\frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \alpha n \phi} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

dove β_2 è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

- Per quanto riguarda i fattori b_γ , b_q e b_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \phi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \phi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

- Per quanto riguarda i fattori g_γ , g_q e g_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove β_1 è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

- Per quanto riguarda i fattori d_γ , d_q e d_c , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

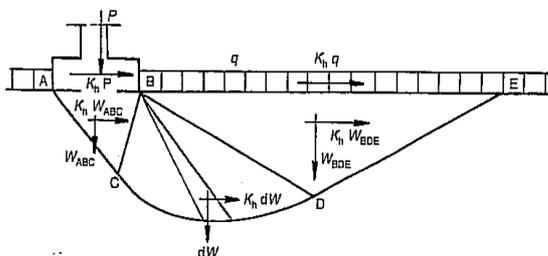
$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} & \left(\frac{s}{B'} \leq 1 \right) \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan \left(\frac{s}{B'} \right) & \left(\frac{s}{B'} > 1 \right) \end{cases}$$

dove s è la profondità della fondazione nel terreno.

Per tener conto della riduzione della capacità portante di una fondazione superficiale in condizioni sismiche vengono inoltre considerati i fattori correttivi proposti da Peck e Paolucci:

Effetti inerziali dovuti al sisma (Paolucci & Pecker, 1995)



Effetti inerziali: fattori correttivi z

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} z_{\gamma} + c N_{c} s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$k_h = \frac{\gamma_I \cdot S \cdot a_g}{g}$$

→ Verifica

Deve risultare $R_D > E_D$ (Combinazione A1+M1+R3)

7.1.1.3 Collasso per scorrimento sul piano di posa

La resistenza a scorrimento è così calcolata:

$$R_{res} = N \cdot (\tan\delta)$$

Dove:

N = carico verticale agente

δ = angolo di attrito terreno/fondazione

→ Verifica

Deve risultare $R_D > E_D$ (Combinazione A1+M1+R3)

7.1.1.4 Cedimenti

Il cedimento di ogni strato viene calcolato mediante la formula:

$$w = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \left(\frac{\Delta\sigma'_{vr}}{E_{ur,i}} + \frac{\Delta\sigma'_{vc}}{E_i} \right)$$

dove:

- ΔH_i : spessore dello strato i-esimo;
- $\Delta\sigma'_{vr}$: incremento di tensione efficace verticale di ricarico;
- $\Delta\sigma'_{vc}$: incremento di tensione efficace verticale di 1° carico;
- $E_{ur,i} = 3E$: modulo di ricarico dello strato i-esimo;
- E_i : modulo di elasticità dello strato i-esimo;
- n : numero degli strati;

→ Verifica

Deve risultare $R_D > E_D$ (Combinazione A1+M1+R3)

7.1.2 Muri di sostegno

7.1.2.1 Calcolo della spinta

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono

incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete). L'espressione di K a perde di significato per $\beta > \varphi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + q) k_a$$

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a 1/2H.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z, diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ . Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_H = k_H W \quad F_V = \pm k_V W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e

indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppata lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta N la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, Q l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = (N - Q) \tan \delta_f S_p + c_a L_r$$

con

$$L_r = B_r - L_c$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

7.1.3 Fondazioni su pali

7.1.3.1 Normativa

NORMATIVA DI → D.M. 17.01.2018

RIFERIMENTO §6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II del DM 17/01/2018.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

a) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fatta salva la necessità di almeno una verticale di indagine per ciascun sistema di fondazione, nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, ai fini del conteggio delle verticali di indagine per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV si devono prendere solo le verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

7.1.3.2 Capacità portante verticale

L'espressione generica utilizzata per il calcolo della portanza di un palo con la punta in terreno granulare soggetto ad un carico verticale è la seguente:

$$Q_{lim} + W_p = Q_s + Q_p$$

dove:

- Q_p = portata di punta;
- Q_l = portata laterale;
- W_p = peso proprio del palo;

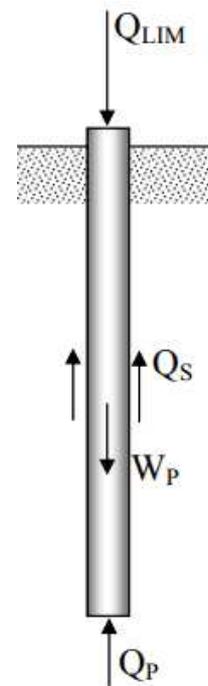
La capacità portante sarà valutata come sommatoria dei contributi dei differenti strati nel caso in cui la fondazione attraversa strati di diversa natura.

7.1.3.2.1 Palo in terreno coesivo saturo

- Stima di Q_s

La stima della capacità portante per aderenza e/o attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$



Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno coesivo saturo circostante τ_S sono difficili da valutare analiticamente, poichè dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. I metodi attualmente più utilizzati per la definizione di τ_S sono:

- Metodo α : Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato.

$$\tau_S = \alpha \cdot c_u$$

α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo. Valori suggeriti:

(Viggiani 1999)

per pali battuti:

$c_u < 25$	$\alpha = 1$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 1 - 0,011 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,5$

per pali trivellati:

$c_u < 25$	$\alpha = 0,7$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,35$

L'Associazione Geotecnica Italiana - AGI

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

- Metodo β : Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico, e che pertanto la tensione tangenziale possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_S = \sigma'_h \cdot \tan\delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan\delta = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

In cui:

σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo;

σ'_{v0} è la tensione efficace verticale iniziale, prima della messa in opera del palo;

K è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e σ'_{v0}

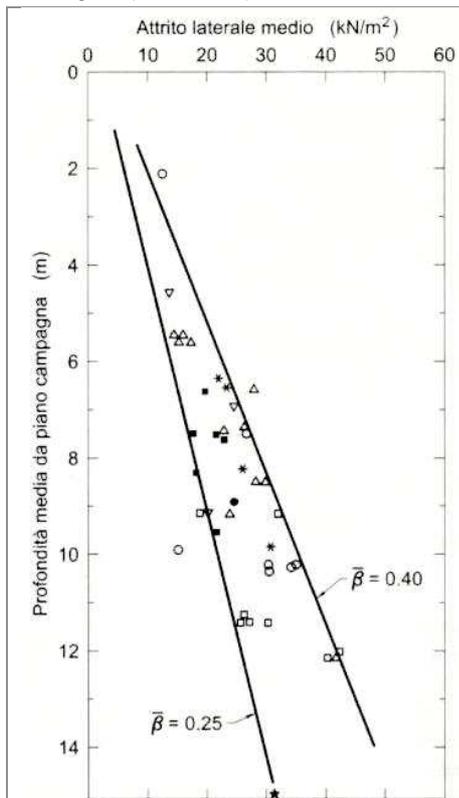
$\tan\delta$ è un coefficiente d'attrito palo-terreno

β è un coefficiente pari al prodotto $K \tan\delta$

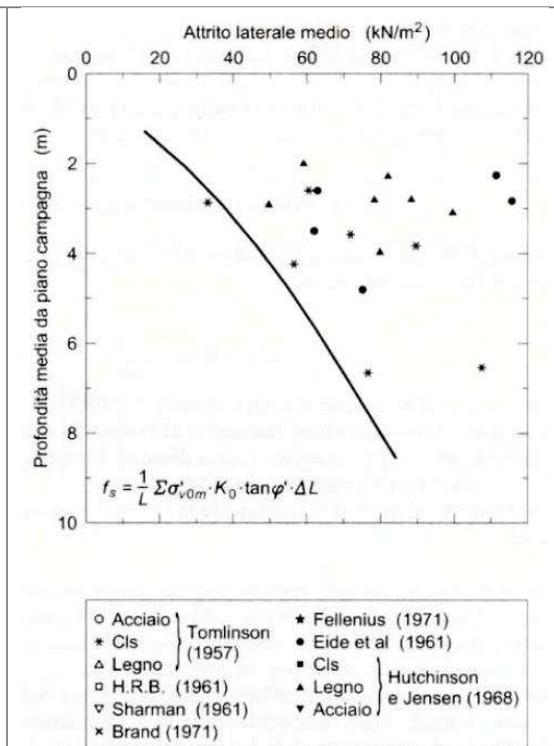
Se l'angolo di attrito palo-terreno δ fosse eguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno, ϕ' , e se l'installazione del palo non producesse alterazioni dello stato tensionale del terreno, si avrebbe:

$$K = K_0 \cong (1 - \text{sen}\theta') \cdot \text{OCR}^{0.5}$$

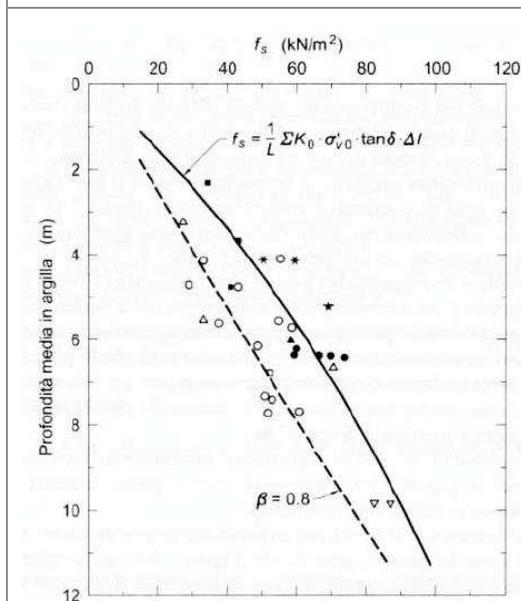
$$\tan\delta = \tan\theta'$$



Valori dell'attrito laterale medio con la profondità per pali infissi in argille tenere



Valori dell'attrito laterale medio con la profondità per pali infissi in argille consistenti



Valori dell'attrito laterale medio con la profondità per pali trivellati in argille consistenti.

Risultati sperimentali indicano che:

- per pali infissi in terreni coesivi NC il coefficiente β risulta compreso tra 0,25 e 0,40 per cui sembra ragionevole assumere come valore di progetto $\beta=0.3$
- per pali infissi in terreni sovra consolidati, i valori del coefficiente sono molto più dispersi ma comunque superiori all'equazione vista in precedenza di K , che si può assumere come valore di progetto.
- per pali trivellati in terreni coesivi NC si può fare riferimento come valore di progetto a $\beta=0.25$
- per pali trivellati in terreni coesivi OC i valori ottenibili dall'equazione vista in precedenza di τ_s sono cautelativi e, come valore di progetto, si può fare riferimento a $\beta=0.8$

- Stima di Q_p

In genere il termine di capacità portante di punta Q_p di pali in terreno coesivo contribuisce in maniera modesta alla capacità portante totale. Per la stima di Q_p si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,p})$$

dove A_p è l'area del palo, c_u è la resistenza a taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo, $\sigma_{v0,p}$ è la tensione verticale totale alla punta, N_c è un fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a 9.

7.1.3.2.2 Palo in terreno incoerente

- Stima di Q_s

Si applica il metodo β . Per la scelta dei valori K e $\tan\delta$ si può fare riferimento alle indicazioni AGI, nella seguente tabella:

Tabella 1 – Valori indicativi di k e u per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di k	Valori di u
Battuto	Acciaio	0,5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
Trivellato		0,4 ÷ 0,7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità

Si applica una limitazione $\tau_s \leq 200$ kPa

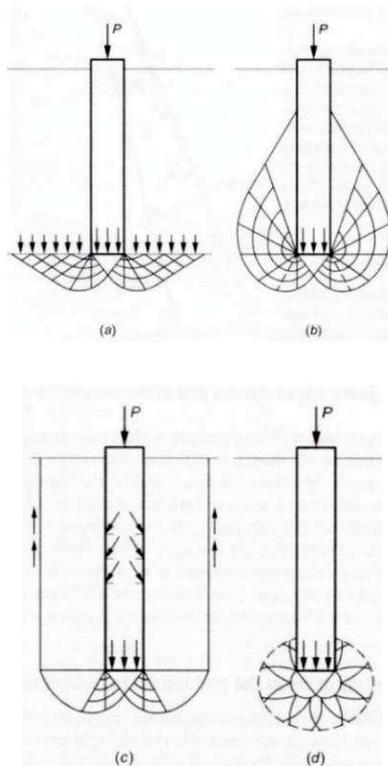
- Stima di Q_p

La capacità di punta dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot N_q \cdot \sigma'_{v0,p}$$

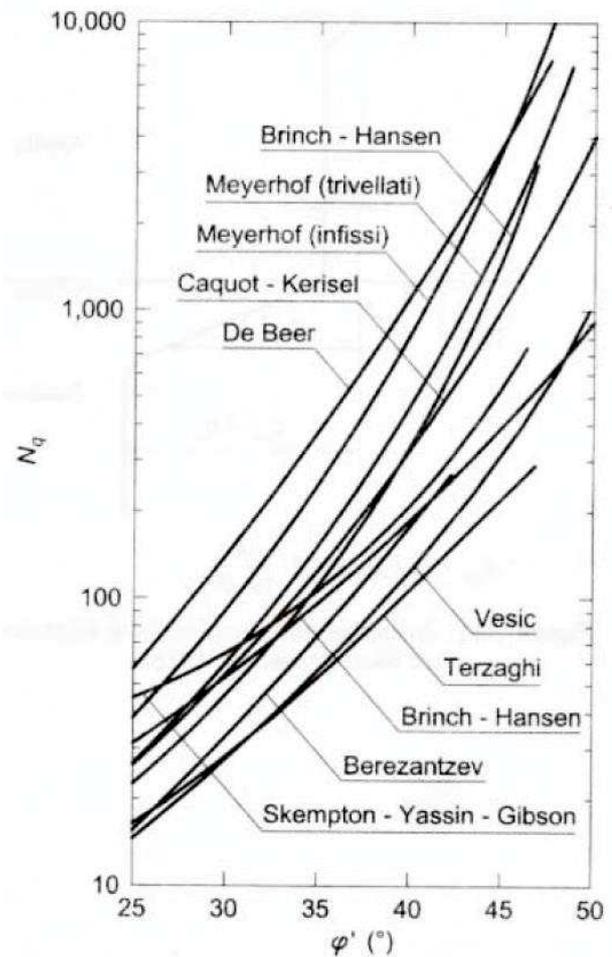
In cui A_p è l'area di base del palo, q_p è la capacità portante unitaria, $\sigma'_{v0,p}$ è la tensione verticale efficace alla punta, N_q è un fattore di capacità portante.

Il valore N_q dipende a parità di angolo di resistenza al taglio, dai meccanismi di rottura proposti e i corrispondenti valori di N_q .

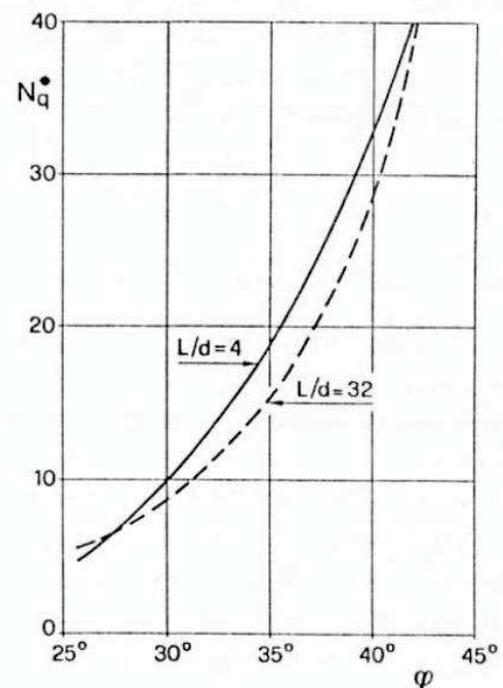


Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo:

- a) Caquot, Buisman e Terzaghi;
- b) Meyerhof;
- c) Berezantzev;
- d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic



La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per i pali trivellati di grande diametro in terreno incoerente non è tuttavia quasi mai determinante nelle scelte progettuali. Infatti, esse sono condizionate dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro. Risulta pertanto opportuno riferirsi alla condizione limite di esercizio, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un'equazione identica alla precedente ma con un coefficiente N_q^* , inferiore a N_q e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta (figura a destra).



7.1.3.3 Capacità portante laterale

Il calcolo della capacità portante di un palo soggetto ad un carico orizzontale è condotto applicando la teoria di Broms (1964), considerando lo schema di palo vincolato in testa in terreno incoerente soggetto ad un carico orizzontale.

Secondo la teoria di Broms, lo stato tensodeformativo del complesso palo terreno sotto azioni orizzontali, si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente, l'interazione palo-terreno è determinata dalla dimensione caratteristica d della sezione del palo (diametro) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha un comportamento rigido-perfettamente plastico, ovvero si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

L'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua per un tratto di lunghezza non definita con momento costante. La verifica viene soddisfatta se viene rispettata la seguente condizione:

$$E_d < H_d$$

ove E_d è il valore di progetto dell'azione esterna calcolata applicando i coefficienti parziali γ_G e γ_Q alle azioni agenti, mentre H_d è il valore di progetto della resistenza del terreno.

[§6.4.3.1.1.1] Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza dei pali soggetti ai carichi trasversali valgono le indicazioni del §6.4.3.1.1 del DM 17.01/2018, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab.6.4VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

7.1.3.4 Capacità portante – interpretazioni del campo prove

Le capacità portante dei pali viene studiata seguendo i risultati derivanti dal campo prova.

Gli estensimetri a corda vibrante hanno consentito di determinare, in ciascuna sezione strumentata, le deformazioni subite dal palo e quindi, noto il legame sforzi-deformazioni, la sollecitazione agente sulla sezione. Noto il modulo di Young E del calcestruzzo e la sezione A del palo, le misure estensimetriche sono state elaborate in termini di curve di distribuzione del carico assiale con riferimento alla seguente relazione:

$$N(z) = EA * \mu \varepsilon(z)$$

La conoscenza del carico assiale $N(z)$ nelle diverse sezioni strumentate ha consentito di risalire al legame tra la resistenza laterale ed i cedimenti, e alla distribuzione delle τ_z lungo il fusto.

La relazione di riferimento utilizzata è di seguito riportata:

$$\tau_z = -\frac{1}{\pi D} * \frac{\Delta N_z}{\Delta z}$$

Considerata la distanza tra le sezioni strumentate, pari a circa 4 m, è stato possibile determinare la resistenza laterale media mobilitata ed il cedimento relativi a tronchi finiti di palo compresi tra sezioni strumentate successive.

Il carico $N(z=L)$, assorbito alla punta del palo, rappresenta la resistenza alla punta. Il valore della resistenza unitaria alla punta è determinabile attraverso il rapporto tra tale carico e l'area del palo

$$\sigma_b = \frac{\Delta N_{z=L}}{A_p}$$

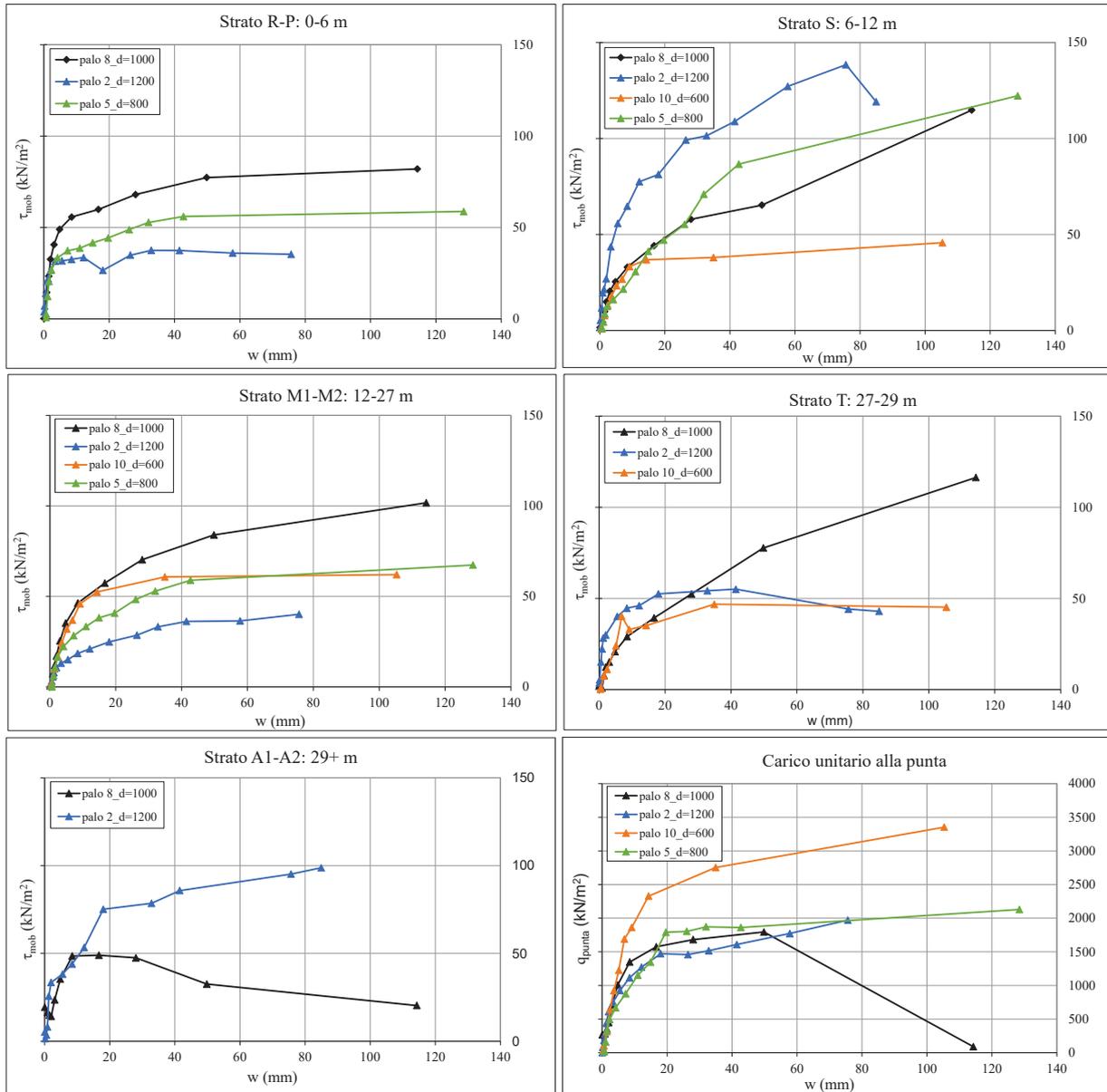
A partire da tali valori è stato possibile, nota la stratigrafia, attribuire ad ogni strato l'aliquota di tensioni tangenziali mobilitate. Pertanto, i valori di seguito riportati rappresentano resistenze laterali unitarie mobilitate per singolo litotipo.

Si evidenzia che i valori registrati si riferiscono all'aliquota mobilitata della resistenza nel corso della prova. Tali valori risultano prossimi alla resistenza limite per i pali trivellati.

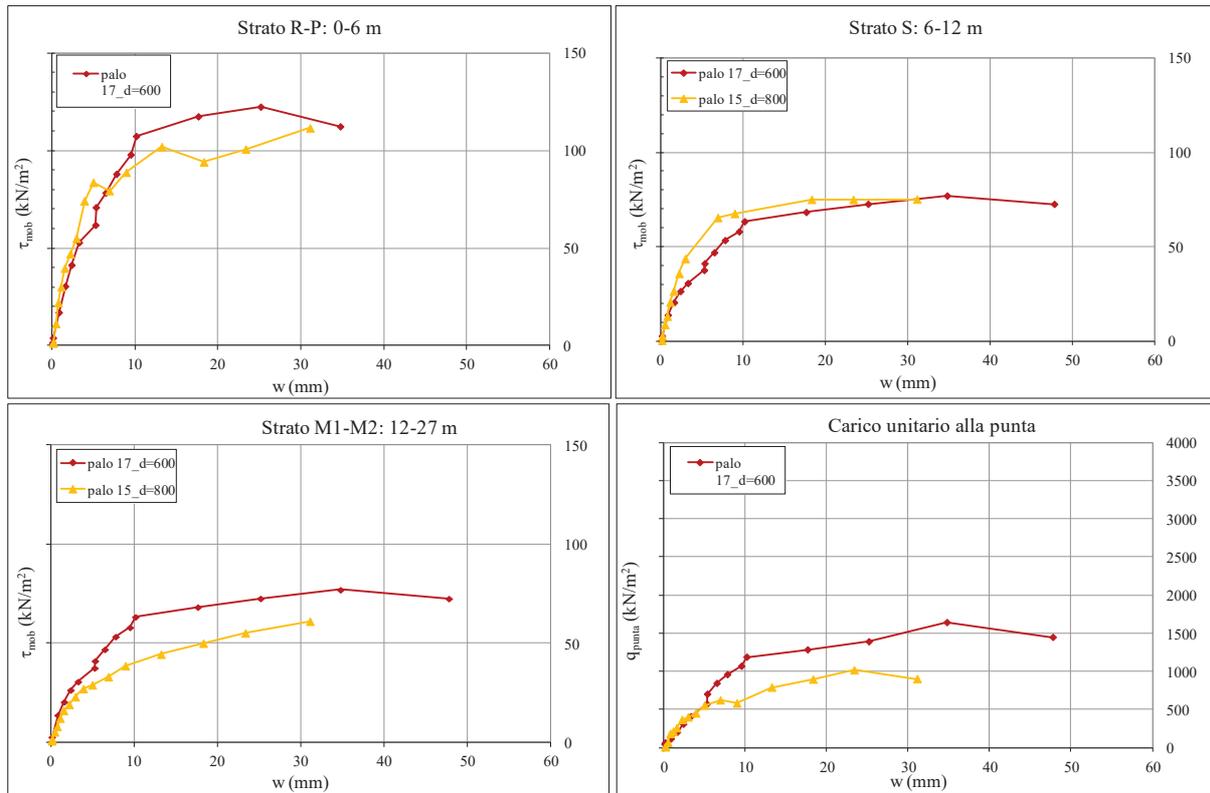
Per i pali FDP (pali a spostamento di terreno), l'interpretazione delle letture estensimetriche ha consentito di osservare che le resistenze laterali mobilitate nei litotipi più profondi (litotipo S e litotipo M1-M2) sono sensibilmente inferiori a quelle limite, tanto in ragione delle considerevoli performance della tecnologia full displacement e delle elevate resistenze già mobilitate negli strati più superficiali (litotipo R e litotipo P).

I risultati delle elaborazioni sono di seguito rappresentati come curve di trasferimento del carico in funzione della profondità.

DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI TANGENZIALI MOBILITATE IN OGNI STRATO – PALI TRIVELLATI



DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI TANGENZIALI MOBILITATE IN OGNI STRATO – PALI FDP



A partire dai valori unitari, è possibile determinare la resistenza dei pali al variare della stratigrafia moltiplicando il valore cui tende asintoticamente la resistenza unitaria laterale della tipologia di palo scelta, per la superficiale laterale dello strato considerato.

Le resistenze laterali unitarie, medie e minime, mobilitate di ciascuno strato sono sintetizzate nella tabella seguente per le due tecnologie di palo testate.

Tabella 2 - Resistenze unitarie medie mobilitate

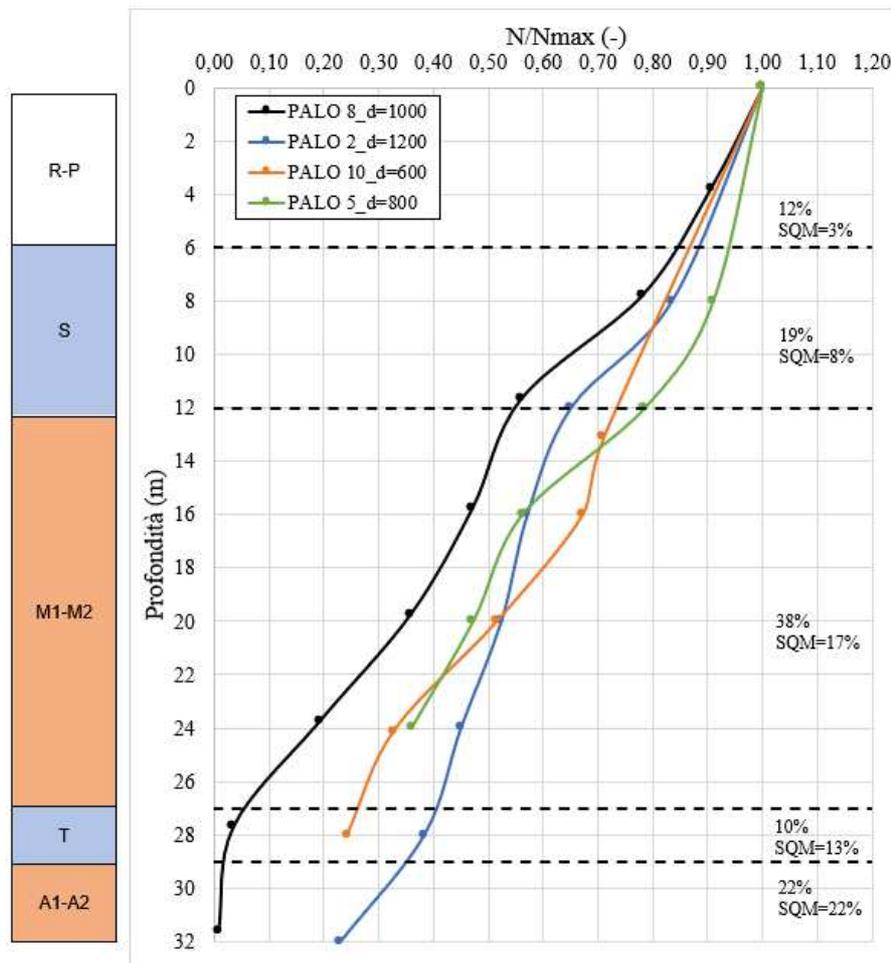
Unità	$q_{l,med}$ (kPa)		$q_{b,med}$ (kPa)	
	Trivellato	FDP	Trivellato	FDP
R	65	134	2318	1175
P	65	134		
S	119	74		
M1	71	76		
M2	71	76		
T	80	-		
A1	60	-		
A2	60	-		

Tabella 3 - Resistenze unitarie minime mobilitate

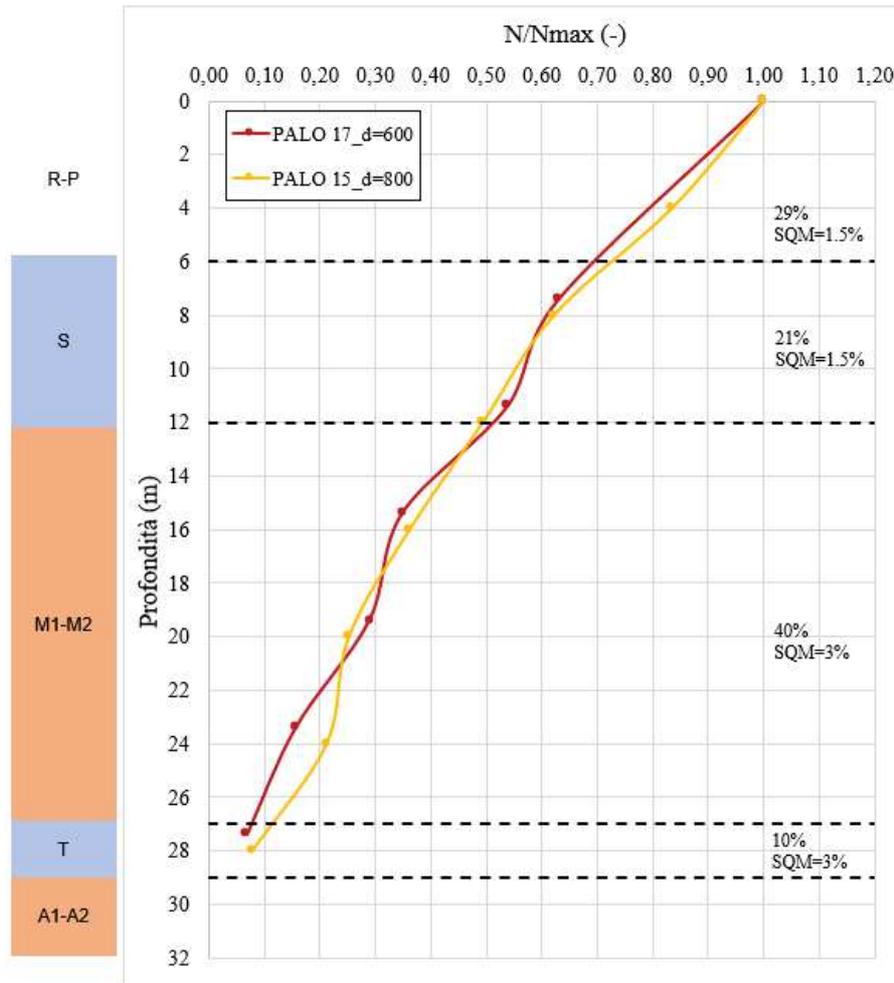
Unità	$q_{l,min}$ (kPa)		$q_{b,min}$ (kPa)	
	Trivellato	FDP	Trivellato	FDP
R	35.31	110	1793.92	1000
P	35.31	110		
S	114.79	74		
M1	43.34	60		
M2	43.34	60		
T	45.24	-		
A1	20.36	-		
A2	20.36	-		

Di seguito si riportano gli andamenti delle resistenze laterali mobilitate nei singoli strati per i pali sottoposti a prova, distinti per tecnologia esecutiva.

SFORZO NORMALE TRASFERITO AI SINGOLI STRATI – PALI TRIVELLATI



SFORZO NORMALE TRASFERITO AI SINGOLI STRATI – PALI FDP



7.1.4 Tiranti

7.1.4.1 Normativa

NORMATIVA DI → D.M. 17.01.2018

RIFERIMENTO TIRANTI

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto "E_d" con la resistenza di progetto, determinata applicando alla resistenza caratteristica "R_{ak}" i coefficienti parziali riportati nella tabella seguente:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- Dai valori di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- Con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} riportati nella Tabella 6.6.II della NTC2018 rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze R_{a,m} misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \left\{ \frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}} ; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati nella Tabella 6.6.III della NTC2018 rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze R_{a,c} ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}} ; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_{\sigma_{a3}}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{\sigma_{a4}}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

7.1.4.2 Resistenza a sfilamento bulbo-terreno

Per il calcolo del valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio $R_{a,c}$ si utilizza la relazione di Bustamante-Doix. La reazione limite offerta dal tirante è data dalla formula:

$$R_{a,c} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot L \cdot q_s$$

dove:

- D → diametro di perforazione D=0,24 m;
- L → lunghezza del bulbo di ancoraggio L=22m;
- q_s → attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie del bulbo in funzione della natura del suolo, della sua consistenza e della metodologia di sigillatura adottata.

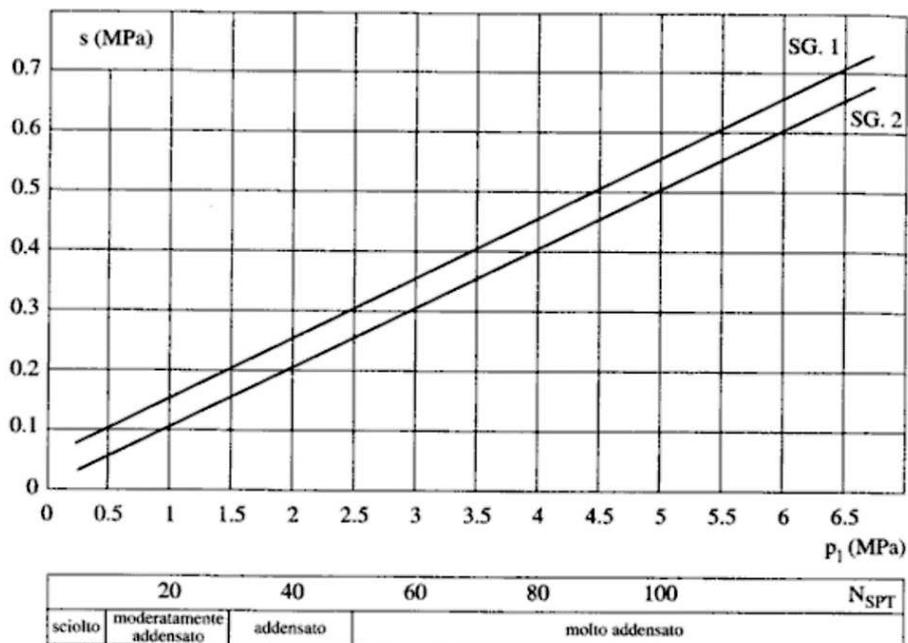


Figura 14 – Abaco per il calcolo di s per le sabbie e ghiaie

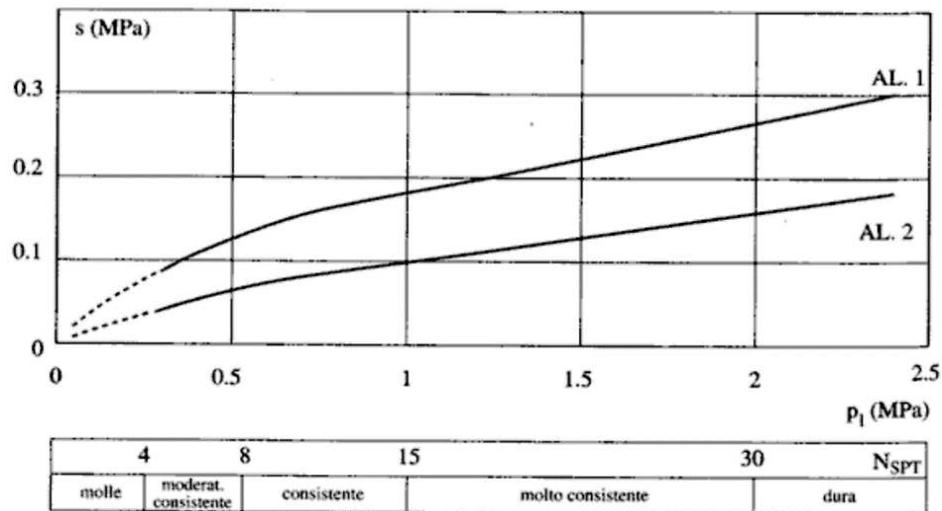


Figura 15 – Abaco per il calcolo s per le argille e limi

- $\alpha \rightarrow$ coefficiente dipendente dalla natura e dalla compattezza del terreno. La sigla IRS è applicata ai sistemi in cui si ha un'iniezione ripetitiva e selettiva del calcestruzzo a diverse profondità mentre la sigla IGU è indirizzata ai sistemi che consentono un'iniezione unica.

Si assume nella sigla IGU un $\alpha = 1.15$;

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V _s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V _s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V _s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)V _s ; IGU: 1,5 V _s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2V _s ; IGU: 1,5V _s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)V _s ; IGU: (1,5-2)V _s
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)V _s per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)V _s o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5)V _s per strati poco fratturati 2V _s o più per strati fratturati

Figura 16 – Valori di α

7.1.4.3 Tirante – interpretazioni del campo prove

Le prove di carico eseguite nell'ambito del campo prove dei tiranti hanno permesso di definire il comportamento dei bulbi sino alla condizione di sfilamento.

È stato pertanto possibile definire l'andamento del diagramma carico – cedimento fino alle condizioni ultime di sfilamento del bulbo cementizio.

Si riporta di seguito tabella di sintesi dei risultati delle prove di carico effettuate sui tiranti.

TIRANTE	DESCRIZIONE	Tipo BARRA	Iniezione	DIAMETRO O ARMATUR	STRATO BULBO	LUNGHEZZA TOTALE [m]	LUNGHEZZA PASSIVA [m]	LUNGHEZZA A BULBO [m]	CARICO MASSIM	Spostamento massimo [mm]
---------	-------------	------------	-----------	--------------------	--------------	----------------------	-----------------------	-----------------------	---------------	--------------------------

				A e SPESSORE [mm]					O [KN]	
T05	Autoperforante SIRIVE - IBS	AUTOPERFORANTE SIRIVE	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	381.6	20.09
T06	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	429	41.55
T07	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	571.80	47.21
T13	Barre Dywidag - IBS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d: 47 mm	S	10	5	5	477	40.00
T17	Autoperforante ARCO - JET	AUTOPERFORANTE ARCO	JETTING	d:90 mm s=10 mm	S	10	5	5	635	57.62
T15	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	S	10	5	5	477	47.74
T01	Autoperforante SIRIVE - IBP	AUTOPERFORANTE SIRIVE	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	477	83.97
T10	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	M	16	11	5	643	55.03
T14	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	S	10	5	5	643	75.15
T09	Barre Dywidag - IBS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d: 47 mm	M	16	11	5	282.10	75.22
T02	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	572	57.08
T18	Autoperforante ARCO - IBP	AUTOPERFORANTE ARCO	INIEZIONE BASSA PRESSIONE	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	381	27.73
T12	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	d: 47 mm	M	16	11	5	381.60	25.95
T04	Trefoli - IRS	TREFOLI	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	n. 6 trefoli da 0,6"	S	10	5	5	477.00	3.78
T08	Trefoli - IRS	TREFOLI	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	n. 6 trefoli da 0,6"	M	16	11	5	636.00	5.78
T03	Autoperforante SIRIVE - JET	AUTOPERFORANTE SIRIVE	JETTING	d:90 mm s=10 mm	M	16	11	5	857	73.24
T11	Barre Dywidag - JET	BARRE DIWIDAG	JETTING	d: 47 mm	M	16	11	5	571	78.04
T16	Barre Dywidag - IRS	BARRE DIWIDAG	INIEZIONI RIPETUTE SELETTIVE	d: 47 mm	S	10	5	5	N.D.	N.D.

Come desumibile dai risultati ottenuti, la resistenza a sfilamento dei bulbi di fondazione risulta influenzata principalmente dalla tecnologia esecutiva del tirante di ancoraggio rispetto alla tipologia della barra. Sono di seguito riportati i risultati delle prove di carico in termini di resistenza unitaria allo sfilamento, suddivisi per tecnologia esecutiva del tirante

Iniezione	TIRANTE	L _{tot} [m]	L _p [m]	L _f [m]	CARICO LIMITE ALLO SNERVAMENTO [kN]	CARICO MASSIMO [kN]	R _{a,medio} [kN]
IGU	T05	10	5	5	238	382	420
	T18	16	11	5	334	382	
	T01	16	11	5	382	477	
	T13	10	5	5	430	477	
	T09	16	11	5	286	382	
IRS	T12	16	11	5	non raggiunto	382	498
	T04	10	5	5	non raggiunto	476	
	T08	16	11	5	non raggiunto	636	
JETTING	T06	10	5	5	500	572	616
	T07	10	5	5	476	572	
	T17	10	5	5	476	635	
	T02	16	11	5	500	572	
	T03	16	11	5	667	858	
	T15	10	5	5	381	476	
	T10	16	11	5	500	643	
	T14	10	5	5	572	643	
T11	16	11	5	476	572		

I valori medi delle prove effettuate risultano pienamente compatibili con quelli utilizzati per l'esecuzione delle verifiche a sfilamento in fase di progettazione definitiva.

Valutata la resistenza caratteristica dei tiranti derivante dal campo prova, è stata determinata la resistenza caratteristica unitaria laterale della fondazione q_{ak} attraverso la relazione

$$q_{ak} = R_{ak}/L_f$$

Dove L_f è la lunghezza del bulbo di fondazione.

Le resistenze laterali unitarie caratteristiche, distinte per tecnologia esecutiva del tirante, sono riassunte nella tabella seguente, considerando tiranti permanenti ($\gamma_R=1.2$) e numero di ancoraggi di prova maggiori di 2.

Iniezione	TIRANTE	L _{tot} [m]	L _p [m]	L _f [m]	R _{ak} [kN]	q _{ak} [kN/m]
IGU	T05	10	5	5	318	64
	T18	16	11	5		
	T01	16	11	5		
	T13	10	5	5		
	T09	16	11	5		
IRS	T12	16	11	5	318	64
	T04	10	5	5		
	T08	16	11	5		
JETTING	T06	10	5	5	397	79
	T07	10	5	5		
	T17	10	5	5		
	T02	16	11	5		

T03	16	11	5
T15	10	5	5
T10	16	11	5
T14	10	5	5
T11	16	11	5

La resistenza a sfilamento del tirante di progetto sarà dunque valutata come

$$R_{ad} = q_{ad} * L_{fd} / \gamma_r$$

dove L_{fd} è la lunghezza di progetto della fondazione del tirante.

7.1.4.4 Resistenza a sfilamento acciaio-malta cementizia

Per quanto riguarda l'aderenza malta-acciaio, la resistenza può essere calcolata con l'espressione:

$$R_{sd} = \{\pi \cdot d \cdot L_S \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \tau_{CLS}\}$$

Dove:

- D è la somma dei diametri dei fili, trefoli, barre contenuti in una unica guaina o perforazione.
- γ è un coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici e dall'eventuale presenza di dispositivi di ancoraggio profondi;

TIPOLOGIA	γ
filo liscio, trefoli compatti, puliti allo stato naturale	1,3
trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
fili lisci, barre lisce, trefoli compatti, unti o verniciati	0,75 - 0,85
fili lisci con ringrossi o "compression grip" alla estremità profonda, barre lisce con dado e rondella alla estremità profonda	1,7
trefoli normali con "compression grip" alla estremità profonda	2,5

Figura 17 – Valori di γ per tipi di tirante

- δ è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di tiranti elementari contenuti in ciascuna guaina o perforazione;

n	1	2	3	4
δ	1	0,8	0,6	0,5

Figura 18 – Valori di δ per elementi di tensione paralleli contenuti in una stessa guaina perforazione

Nota: Per più di 4 elementi in una sola perforazione o guaina, si assume il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi, anziché la somma dei singoli diametri

n	1	2	3	4	5	6
δ	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55

n	7	8	9	10	11	12
δ	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24

Figura 19 – Valori di δ per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature del fascio.

Nota: n numero di fili, barre, trefoli contenuti nella stessa guaina o perforazione.

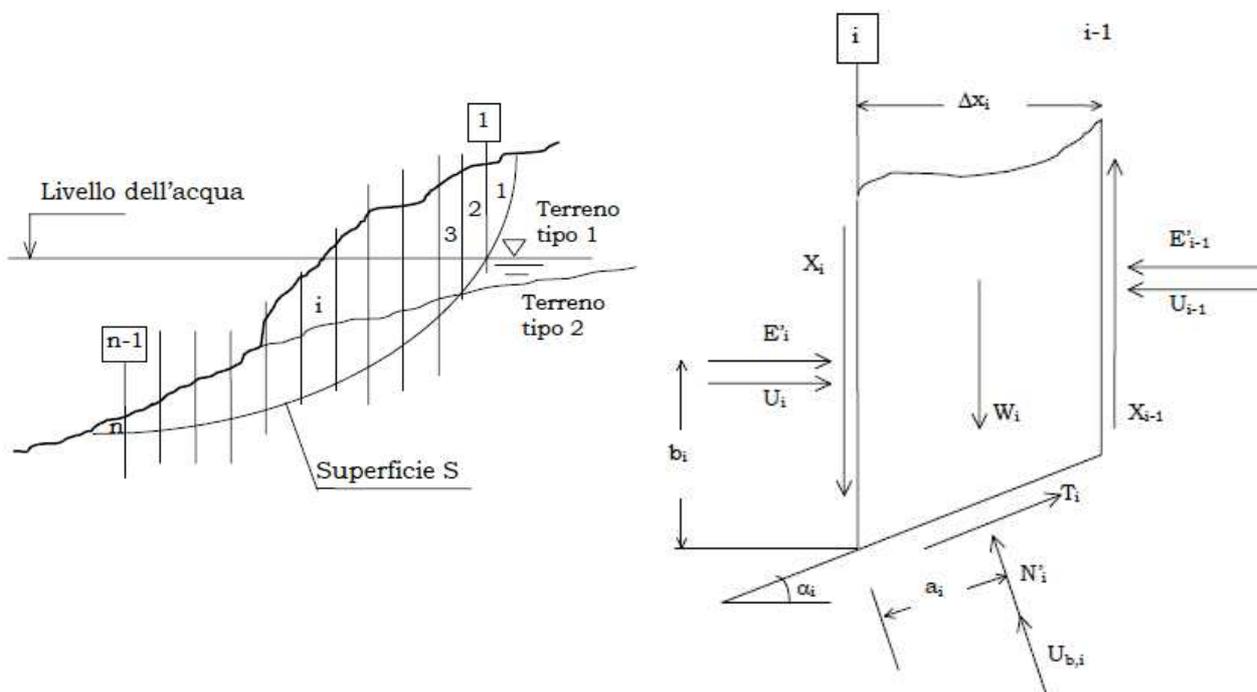
7.1.5 Analisi di stabilità globale

La verifica di stabilità globale agli SLU deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

In condizione sismica (§ 7.11.4) si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

L'analisi di stabilità globale si basa sul metodo delle strisce:

Dopo avere scelto e disegnato una o più sezioni longitudinali del pendio in base alla massima pendenza e/o ad altre condizioni critiche come la presenza di strutture o infrastrutture, di discontinuità morfologiche o geologiche, o anche dei segni che indicano un movimento avvenuto, come fratture e rigonfiamenti, si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale (S) e si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da S e dalla superficie topografica in n conci mediante n-1 tagli verticali non necessariamente di eguale larghezza, ma tali che l'arco di cerchio alla base di ciascuno di essi ricada interamente in un unico tipo di terreno. Immaginiamo di estrarre il concio i-esimo e di rappresentare le forze che agiscono su di esso in condizioni di equilibrio.



Le ipotesi generalmente ammesse da quasi tutti i metodi delle strisce sono:

1. stato di deformazione piano (ovvero superficie cilindrica e trascurabilità degli effetti tridimensionali);
2. arco della superficie di scorrimento alla base del concio approssimabile con la relativa corda;
3. comportamento del terreno rigido perfettamente plastico e criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
4. coefficiente di sicurezza FS eguale per la componente di coesione e per quella di attrito, e unico per tutti i conci, ovvero:

$$T_i = \frac{T_{fi}}{FS} = \frac{1}{FS} \cdot (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \varphi'_i) \quad \text{essendo } \Delta l_i = \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i}$$

Poiché il numero delle incognite, $(5n - 2)$, è superiore al numero delle equazioni di equilibrio, pari a $3n$, il sistema è indeterminato. Per ridurre il numero delle incognite e rendere il sistema determinato, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative.

Nel metodo di Bishop (così come nel metodo di Fellenius), è l'ipotesi di superficie di scorrimento circolare, sufficientemente ben verificata quando non vi siano condizioni stratigrafiche e geotecniche particolari. Se si accetta tale ipotesi, il coefficiente di sicurezza risulta pari al rapporto fra momento stabilizzante e momento ribaltante rispetto al centro della circonferenza.

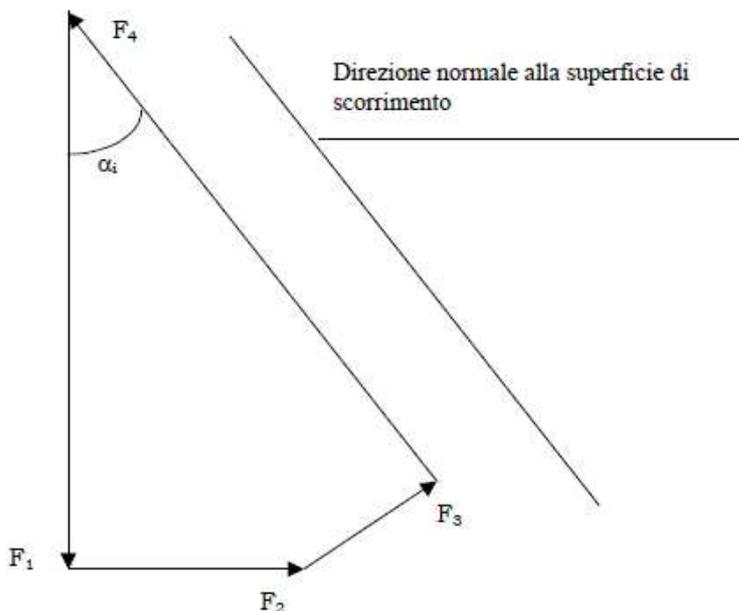
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n T_{fi}}{\sum_{i=1}^n T_i} = \frac{M_S}{M_R} \quad \text{dove:}$$

$$M_S = r \cdot \sum_{i=1}^n T_{fi} = r \cdot \sum_{i=1}^n [c' \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i]$$

$$M_R = r \cdot \sum_{i=1}^n T_i = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i$$

Pertanto:

$$FS = \frac{M_S}{M_R} = \frac{\sum_{i=1}^n [c' \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \text{sen} \alpha_i}$$



Le forze interne X_i e E_i non intervengono perché costituiscono un sistema equilibrato.

Consideriamo il poligono delle forze che agiscono sul concio i -esimo (Figura 18.23):

$$F_1 = W_i + (X_i - X_{i-1})$$

$$F_2 = (E_i - E_{i-1}) + (U_i - U_{i-1})$$

$$F_3 = T_i$$

$$F_4 = N'_i + U_{bi}$$

METODO DI BISHOP

Il metodo di Bishop semplificato è attualmente il più diffuso ed utilizzato fra i metodi delle strisce. Esso è caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa: per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione verticale delle forze agenti sulle facce laterali è nulla. Con riferimento al poligono delle forze nella figura precedente, l'equazione di equilibrio nella direzione verticale è:

$$F_1 - F_3 \cdot \text{sen} \alpha_i = F_4 \cdot \cos \alpha_i$$

$$W_i + (X_i - X_{i-1}) - T_i \cdot \text{sen} \alpha_i = (N'_i + U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i$$

per l'ipotesi del metodo di Bishop semplificato è:

$$(X_i - X_{i-1}) = 0$$

ne risulta:

$$W_i - T_i \cdot \text{sen} \alpha_i = (N'_i + U_{bi}) \cdot \cos \alpha_i$$

ed essendo:

$$T_i = \frac{1}{FS} \cdot (c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \varphi'_i)$$

$$\Delta l_i = \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i}$$

$$U_{bi} = u_i \cdot \Delta l_i$$

ne segue:

$$W_i - \frac{1}{FS} \cdot \left(c'_i \cdot \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \cdot \tan \varphi'_i \right) \cdot \text{sen} \alpha_i = \left(N'_i + u_i \cdot \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i} \right) \cdot \cos \alpha_i$$

e sviluppando:

$$N'_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{1}{FS} \cdot c'_i \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \varphi'_i \cdot \tan \alpha_i}{FS} \right)}$$

$$M_S = \sum_1^n \left[c'_i \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \varphi'_i \right] \cdot \left[\frac{1}{\cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi'_i}{FS} \right)} \right]$$

La soluzione è ricercata per via iterativa fissando un primo valore di tentativo per FS. Il coefficiente di sicurezza calcolato è relativo alla superficie di scorrimento potenziale considerata. Il valore minimo di FS corrisponde alla superficie di scorrimento potenziale critica e deve essere determinato per tentativi.

7.1.6 Cedimenti

Le verifiche sono state eseguite allo Stato Limite Ultimo secondo quanto previsto dal DM 17.01.2018 "Norme tecniche sulle costruzioni", che riporta al al § 6.8.3 – Verifiche di esercizio (SLE):

"Nelle condizioni di esercizio, devono essere valutati gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti."

Lo stato tensionale e deformativo nei rilevati e nei sottostanti terreni di fondazione, è stato analizzato con il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D versione V20 nell'ipotesi di stato piano di deformazione, essendo gli spostamenti e le deformazioni nella direzione perpendicolare alla sezione trascurabili.

I terreni sono stati schematizzati con elementi a 15 nodi (cluster) e modelli elastoplastico incrudenti (Modello Hardening Soil).

Il modello Hardening Soil Model è un modello elasto-plastico incrudente che riproduce in condizione di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche.

sono i valori del modulo elastico secante riferiti alla pressione atmosferica e ricavati a partire dai valori dei moduli elastici secanti determinati con le prove SPT attraverso le formule:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c' \cdot \cos \phi + p_a \cdot \sin \phi} \right)^m$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c' \cdot \cos \phi + p_a \cdot \sin \phi} \right)^m$$

$$E_{UR} = E_{UR}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c' \cdot \cos \phi + p_a \cdot \sin \phi} \right)^m$$

dove:

- c' = coesione apparente;
- ϕ = angolo di attrito;
- σ'_3 = pressione efficace minima (negativa se di compressione);
- p_a = pressione atmosferica.

7.1.7 Miglioramento dei terreni – colonne in ghiaia

Nella pratica le analisi di stabilità non si eseguono sul reale terreno composito costituito dalle colonne di terreno circostante ma si fa riferimento ad un terreno fittizio i cui parametri sono determinabili da:

1. Peso di volume totale medio del terreno fittizio omogeneo:

$$\gamma^* = \gamma \cdot \frac{A_c}{A} + \gamma_t \cdot \frac{A_t}{A}$$

2. Coesione apparente del terreno fittizio omogeneo

$$C^* = C \cdot \frac{A_t}{A}$$

3. Angolo di resistenza al taglio del terreno fittizio omogeneo:

$$\phi^* = \arctg \left[\frac{A_t}{A} \cdot \operatorname{tg} \phi_t + \frac{A_c}{A} \cdot \operatorname{tg} \phi_c \right]$$

con:

γ_t = peso di volume del terreno coesivo;

A = area della sezione trasversale della cella unitaria;

A_t = area della corona circolare di terreno coesivo entro la cella unitaria;

C = coesione apparente del terreno coesivo tenero.

Tale approccio avanzato da Di Maggio risulta però superato dall'ipotesi di omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche proposto da Priebe (1978), che attribuisce al terreno uniformemente caricato i seguenti parametri:

1. $C^* = (1 - n) \cdot C$
2. $tg\phi^* = n \cdot tg\phi_c + (1 - n) \cdot tg\phi_t$
3. $E^* = n \cdot E_c + (1 - n) \cdot E_t$

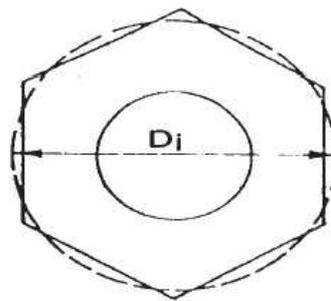
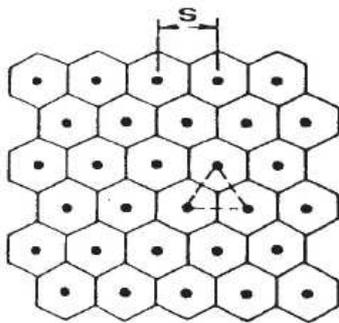
con:

$$n = \frac{A_c \cdot q_c}{A \cdot q}$$

Si pone a favore di sicurezza $q_c = q$

Ad influire sulla capacità portante delle colonne in ghiaia è pure la loro disposizione spaziale. In modo particolare ad incidere è l'interasse scelto, esiste infatti uno stretto legame fra l'area della cella unitaria influenzata dalle colonne e il diametro stesso. Le attuali tecniche prevedono tre tipi principali di maglie differenti:

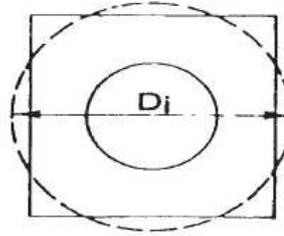
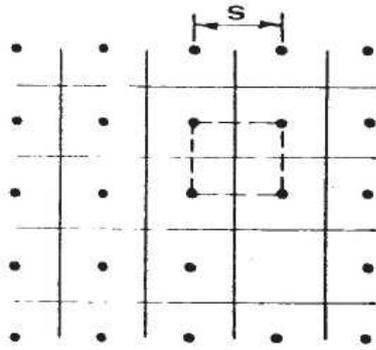
a. Maglia triangolare



$$D_i = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{1/4} s$$

$$= 1.05 s$$

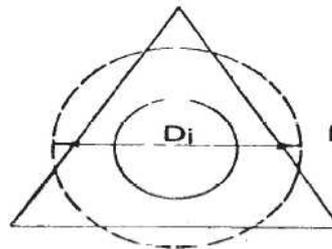
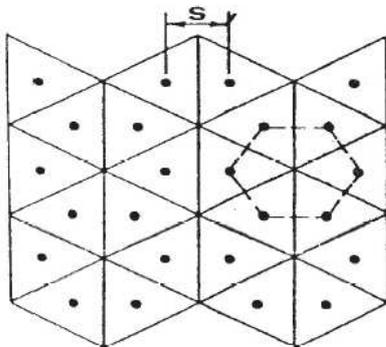
b. Maglia quadrata



$$D_i = \left(\frac{16}{\pi^2} \right)^{1/4} S$$

$$= 1.13 S$$

c. Maglia esagonale



$$D_i = \left(\frac{27}{\pi^2} \right)^{1/4} S$$

$$= 1.29 S$$

Assunta una certa disposizione e di conseguenza noto l'interasse di ogni colonna farà sentire la propria influenza lungo dei piani orizzontali avanti sezione trasversale pari a:

$$A = A_c + A_t = \frac{\pi \cdot D_i^2}{4}$$

con D_i =diametro equivalente

8 DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE

8.1 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Sono state identificate otto aree, corrispondenti alle 8 banchine oggetto d'intervento, caratterizzate da profili stratigrafici omogenei per le quali sono stati definiti i modelli geotecnici di riferimento.

Dall'esame dei profili rilevati emerge una litologia regolare dei terreni di fondazione distinta dal differente spessore della successione dei singoli strati di terreno. Si riporta di seguito la sequenza stratigrafica rilevata e già delineata nell'ambito del PD.

- Al di sotto dei terreni di riporto, presenti con spessore variabile sino ad una profondità di +1.0÷-3.0m s.l.m., e fino alla profondità di circa -8÷-13m s.l.m., si rileva la presenza delle sabbie fini di cordone litorale (unità S). Tali terreni sono costituiti in prevalenza da sabbie intercalate a livelli limosi di spessore decimetrico e presentano valori della resistenza alla punta qc misurata nelle prove penetrometriche statiche compresa tra 2MPa e 8MPa.
- Anche se senza continuità su tutta l'area indagata, al di sotto dei terreni di riporto, è stata rilevata la presenza di terreni argillosi e torbosi costituenti i depositi palustri superficiali (unità P) di spessore variabile ad un massimo di 3m, caratterizzati da valori di resistenza alla punta qc compresa tra 0.5MPa e 1.2Mpa.
- A seguire e sino alla profondità di -25.0 ÷ -27.0m s.l.m. si incontrano i depositi di prodelta (unità M). La litologia è caratterizzata dalla presenza di limi argillosi, ma si riconosce anche la presenza di livelli sabbiosi più consistenti dalla quota di -16.0 ÷ -23.0m s.l.m. (qc compresa tra 0.8MPa e 3.5MPa).
- Da -23.0÷-25.0m s.l.m. si rileva la presenza di un orizzonte granulare composto da sabbie e sabbie limose (unità T) di spessore metrico (qc compresa tra 8MPa e 13MPa). Tale deposito è intercalato da livelli fini tanto da non venire sempre identificato nelle colonne stratigrafiche di sondaggio.
- A seguire e sino alle massime profondità indagate si incontrano i depositi di piana alluvionale (unità A) caratterizzati dalla presenza di argille consistenti di spessore metrico al di sotto delle quali sono presenti alternanze di sabbie, limi argillosi, argille limose e sabbie limose in strati sottili. I livelli più sabbiosi presentano valori di resistenza alla punta qc prossimi a 10 MPa.

Si riassumono di seguito le unità geotecniche definitive:

- unità R: terreni di riporto
- unità P: depositi di palude salmastra
- unità S: sabbie fini di cordone litorale
- unità M: depositi di prodelta
- unità T: strati sabbiosi trasgressivi
- unità A: depositi di piana alluvionale

Nelle seguenti tabelle si riporta la stratigrafia di riferimento per il futuro CTS.

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	γ/γ' [kN/m ³]	ν [-]	OCR [-]	e_p [-]	C_c [-]	C_{R1} [-]	c_v [m ² /s]	D_{R1} [%]	ϕ'_s [°]	c'_s [kPa]	c_{sk} [kPa]	V_s [m/s]	G_p [MPa]	E_{sp} [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	30	-	-	140	38	13	2	8
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
S _{stato*}	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	60	36	-	-	170	60	30	2	18
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-26	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-26	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione-vibrosostituzione ove previsti.

Tabella 4 – Modello geotecnico futuro CTS

Per quanto riguarda la quota di falda, nel territorio in oggetto è presente una falda superficiale freatica alimentata dall'infiltrazione diretta delle precipitazioni, dalla irrigazione e dalle perdite del reticolo idrografico. Essa è principalmente contenuta nei terreni granulari, ossia sabbie e sabbie limose presenti fino a circa 15m di profondità e corrispondenti all'unità "S".

Il livello impermeabile dei limi ed argille del prodelta separa verso l'alto una falda libera all'interno delle sabbie e invece verso il basso un sistema di acquiferi multistrato con falde in pressione costituite da orizzonti permeabili sabbiosi (unità "T" e parte granulare delle unità "A") isolati da livelli argillosi (parte fine delle unità "A").

L'esame delle informazioni dirette desunte dalle letture piezometriche, eseguite nei piezometri installati, mette in evidenza un livello piezometrico medio alla quota del medio mare, in conformità a quanto previsto nel PD.

8.2 SOFTWARE DI CALCOLO GEOTECNICO

Nel caso in esame, tutte le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte con l'impiego di software dedicati alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico quali **Plaxis 2D**.

Il codice di calcolo **Plaxis 2D** utilizza il metodo degli elementi finiti (F.E.M.); si basa su una discretizzazione del mezzo (definizione della mesh) con l'ipotesi che gli elementi si scambiano le azioni solo attraverso i punti nodali; in tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza, attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono:

Automatic mesh generation: per la definizione della mesh Plaxis utilizza elementi triangolari che vengono generati in maniera completamente automatica, con la possibilità di raffinare gli stessi in corrispondenza di punti di interesse;

Interfaces: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno; è quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del terreno circostante;

Advanced soil model, è possibile utilizzare per il terreno modelli più avanzati rispetto a quello di Mohr-Coulomb, come l'Hardening Soil Model che è stato utilizzato per tutti i depositi stratigrafici;

Staged construction: è possibile simulare processi di costruzione e di scavo per fasi successive permettendo quindi una valutazione più realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.

Phi-c reduction: per la valutazione delle condizioni di stabilità globale sono state condotte analisi tipo phi-c reduction. Con tale analisi vengono ridotte progressivamente le caratteristiche di resistenza del terreno ($\tan\varphi'$ e c') fino al completo sviluppo del meccanismo di rottura.

Il fattore di riduzione così definito:

$$SF = \frac{\text{resistenza disponibile}}{\text{resistenza a rottura}} = \frac{\tan \varphi'_{input}}{\tan \varphi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

può essere inteso come il margine di sicurezza rispetto ad un fenomeno di instabilità globale. Il pedice **input** si riferisce alla caratteristica di resistenza adottata per l'analisi in esame, mentre il pedice **reduced** si riferisce alla caratteristica di resistenza per la quale si sviluppa il primo cinematismo di rottura.

Se l'analisi Phi-c reduction viene lanciata a valle di una fase SLE (con parametri caratteristici) il valore di SF può essere assimilato ad un coefficiente di sicurezza globale; se viene lanciata a valle di uno SLU (con parametri ridotti), SF può essere assimilato al margine di sicurezza sulle resistenze: γ_R .

Secondo quanto imposto dalle NT2018 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

e quindi anche

$$E_d \leq \frac{R(\gamma_{M2})}{\gamma_{R2}}$$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, che può essere valutato come rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri ridotti del terreno, $R(\gamma_{M2})$ e il fattore parziale $\gamma_{R2} = 1,1$ (1,2 in condizione sismica).

Il software utilizzato è stato validato.

9 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO PREVISTO - OPERE DI BANCHINA

L'intervento prevede le seguenti fasi realizzative:

- Stato di partenza quota +1.50 m slmmm
- Scavo di sbancamento fino a quota +0.70 m s.l.m.m.
- Consolidamento del terreno nell'area mediante colonne in ghiaia Ø600, maglia 1.575 x 2.50 m, con due lunghezze:
 - 15.7 m, nell'area di banchina fra le due vie di corsa della futura gru STS;
 - 9.7 m nell'area a tergo;
- Realizzazione rilevati di precarica per settori successivi (no.7)
- Contestuale realizzazione della paratia lato mare mediante:
 - Vibroinfiltrazione della parete combinazione in acciaio (tubo D1.8 m / palancola AZ18) fino a quota -25 m slmm
 - Trivellazione all'interno dei tubi fino a quota -34.50 m slmm per formazione di palo in c.a. diametro 1.8 m
 - Realizzazione della trave di coronamento secondo sagoma di progetto, con inserimento delle bitte e dei panzerbelt.
- Rimozione dei rilevati di precarica fino a quota +0.70 m slmm
- Realizzazione pali Ø1000 che costituiscono le fondazioni delle vie di corsa della gru STS fino a quota -34.50 m slmm e la trave martello (-17 m slmm)
- Realizzazione ancoraggio fra la paratia e la trave martello mediante tiranti a barra $\phi 63.5\text{mm}$ - interasse 1.575 m
- Realizzazione delle travi di collegamento dei pali Ø1000 (via di corda lato terra e trave martello).
- Rinterro con materiale arido, posa impianti e realizzazione della pavimentazione di piazzale
- Dragaggio del fondale fino alla quota di progetto (da realizzare in fase successiva).

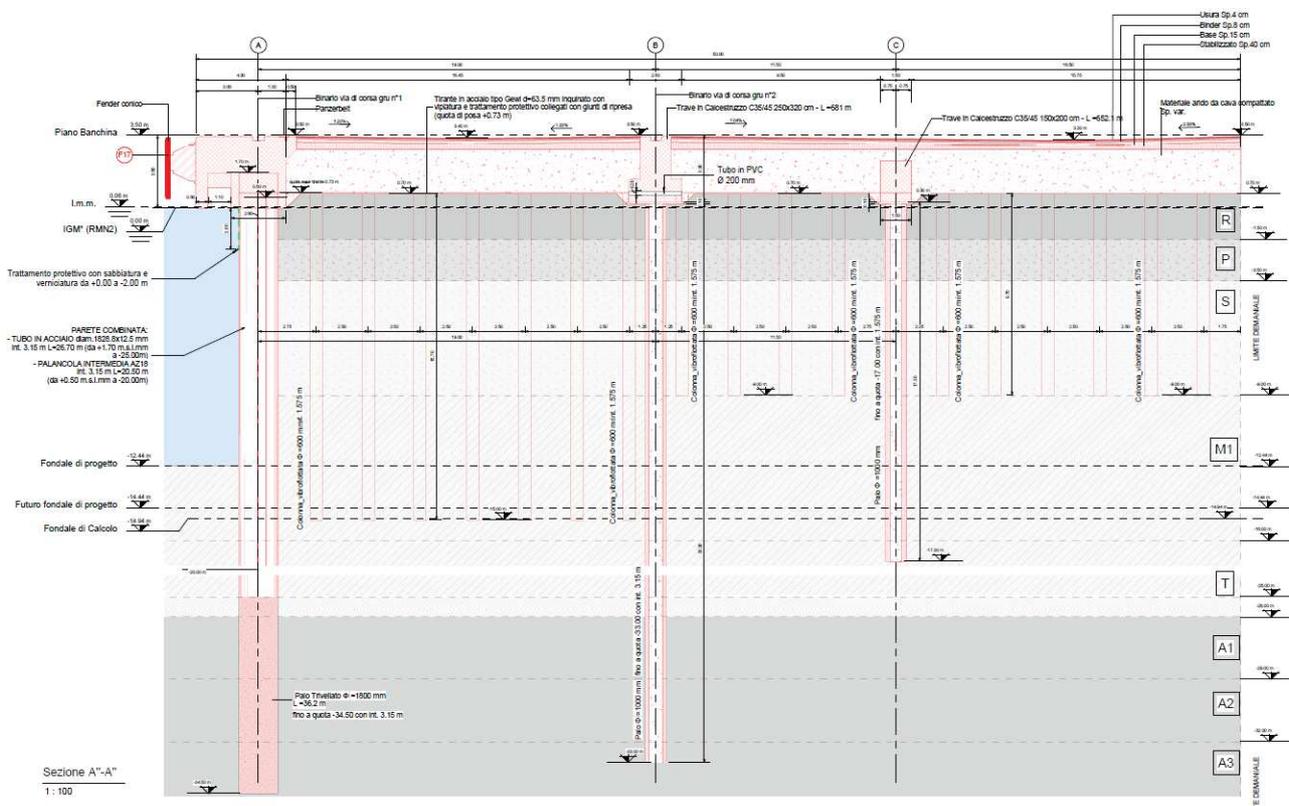


Figura 20 – Banchina N2 – Sezione di progetto.

Colonne in ghiaia

Le colonne in ghiaia di diametro $D=600$ mm e disposte con maglia 1.575×2.5 m saranno realizzate nell'area di stoccaggio per abbattere le sovrappressioni neutre indotte dall'azione sismica e ridurre così il rischio di liquefazione dello strato sabbioso "S". Le prime 7 colonne lato mare saranno spinte fino a quota -15.00 m s.l.m.m., mentre le retrostanti avranno piede a quota -9.00 m s.l.m.m.

Pali trivellati

I pali di fondazione della via di corsa lato mare della gru STS, da realizzare all'interno del tubo della parete combinata, hanno diametro $D=1800$ mm e sono disposti con interasse 3.15 m con lunghezza fino a -34.50 m slmm.

I pali di fondazione della via di corsa lato terra della gru STS hanno diametro $D=1000$ mm e sono disposti con interasse 3.15 m con lunghezza fino a -34.50 m slmm.

I pali di fondazione della trave martello hanno diametro $D=1000$ mm e sono disposti con interasse 1.575 m con lunghezza fino a -17.00 m slmm.

Arredi banchina:

Le bitte hanno capacità da 100 ton, disposti con interasse 25 m

I nuovi parabordi sono del tipo conico SCN1300 E1.9. con pannello frontale di altezza 3 m e larghezza 2.3 m, disposti con interasse 12.5 m

Pavimentazione

Pavimentazione di tipo flessibile composta da uno strato di misto stabilizzato che poggia sul materiale di riempimento compattato, strato di base di spessore 15 cm, binder di spessore 8 cm e tappeto di usura di spessore 4 cm.

Materiale arido di nuova fornitura

Per raggiungere la quota di progetto prima della posa del pacchetto di pavimentazione, è prevista la stesa di materiale arido da cava di idonea composizione e compattato per strati.

9.1 MODELLO DI CALCOLO – DIAFRAMMA BANCHINA

La soluzione tecnica scelta per la realizzazione della banchina è stata descritta in precedenza. In questo paragrafo si descrivono le caratteristiche dello schema geotecnico utilizzato per impostare il modello numerico per le analisi dell'opera. Il sistema opera-terreno viene modellato agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana.

Il palancoato di banchina viene modellato con un elemento piastra (*plate*), di rigidezza equivalente a quella dei profilati in acciaio presenti. I tiranti di ancoraggio sono modellati tramite elementi elastici (*node to node anchor*). Le travi di coronamento vengono considerate come elementi cluster.

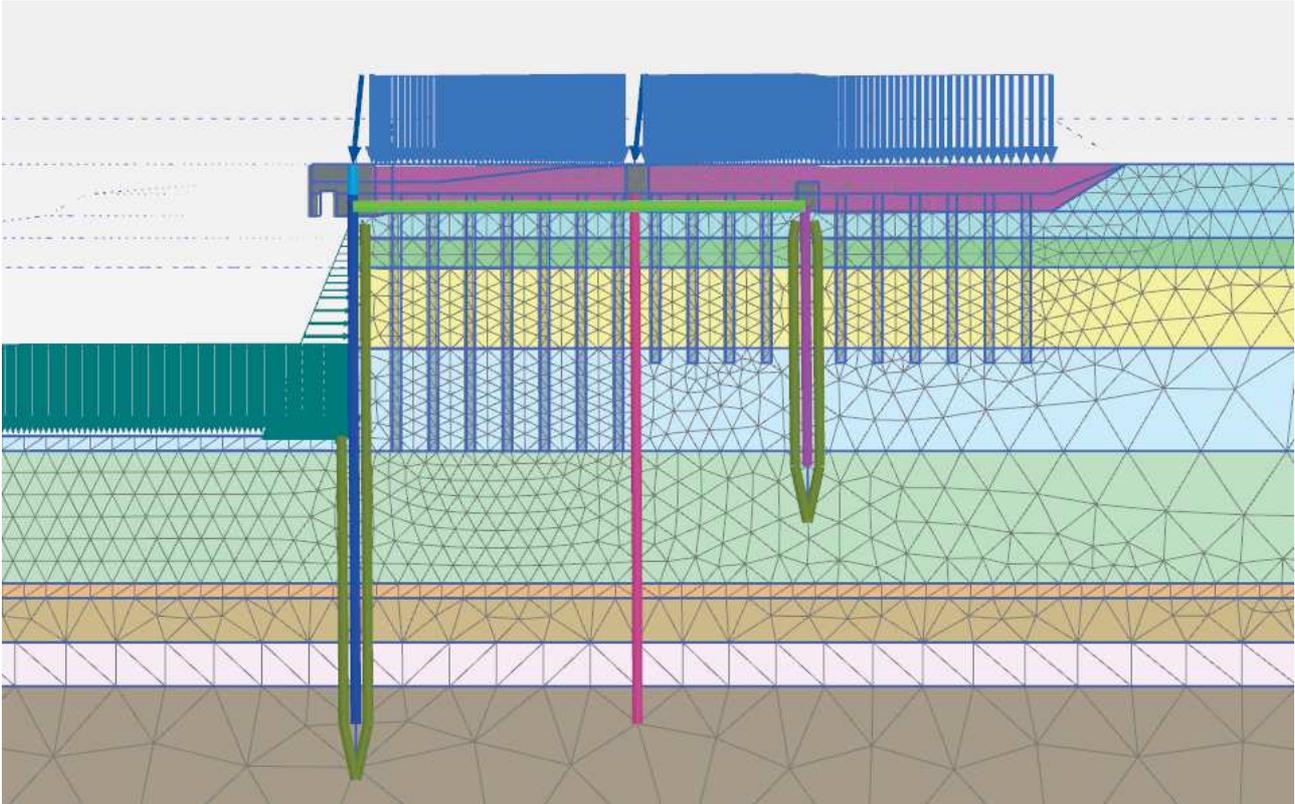


Figura 21 – Schema utilizzato per le analisi numeriche della banchina N1

9.1.1 Dati di Input

Nella modellazione con Plaxis si è considerato quanto segue:

- Modello 2D *Plane Strain* con elementi a 15 nodi
- Fondale di calcolo -15.00 m s.l.m.m.
- Quota piazzale + 3,50 m s.l.m.m.
- Terreni con modelli costitutivo "*Hardening Soil Model*" (HS).
- Palancole con elementi "*plate*":

Palo trivellato d1800	
○ Diametro	d = 1.8 m
○ Interasse	i = 3.15 m
○ Area	A = 25447 cm ²
○ Inerzia	J = 51529974 cm ⁴
○ Modulo di Young	E = 35220 MPa
○ Coefficiente di Poisson	n = 0.2

Palo trivellato d1000 – Trave martello	
○ Diametro	d = 1.0 m
○ Interasse	i = 1.575 m
○ Area	A = 7854 cm ²
○ Inerzia	J = 4908739 cm ⁴
○ Modulo di Young	E = 34077 MPa
○ Coefficiente di Poisson	n = 0.2

- Palificate con elementi "*embedded beam row*":

Palo trivellato - ϕ 1000 via di corsa gru	
○ Peso di volume	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^2$
○ Modulo di Young	E = 34077 Mpa
○ Diametro	$\phi = 1.00 \text{ m}$
○ Interasse	$L_{\text{spacing}} = 3.58 \text{ m}$
Rlat=150 kN/m e Rpunta=1000 kN	

- Trave di coronamento, trave martello e travi fondazioni speciali - elementi "*cluster*":

Travi	
Modulo di Young	E = 34077 MPa
Coefficiente di Poisson	n = 0.2

- Lunghezza libera tiranti di ancoraggio con elementi "*ancor*" equivalente:

Ancoraggi orizzontali – GEWI d63.5 mm	
○ Area totale	A = 3167 mm ²
○ Modulo di Young	E = 206000 Mpa
○ Interasse	$L_{\text{spacing}} = 1.575 \text{ m}$

9.1.2 Modello geotecnico

Per tutti i terreni presenti si è impiegato un modello elasto-plastico ad incrudimento isotropico e deviatorico (Hardening Soil Model).

Al fine di modellare con accuratezza il comportamento del terreno durante le fasi di scavo e costruttive, si consiglia di utilizzare il modello costitutivo Hardening Soil Schanz (1999), un modello elastoplastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb ma con superfici di incrudimento che variano con l'evoluzione dello stato tensionale del terreno e che permettono di differenziare il comportamento deformativo del terreno a seconda che si trovi in condizioni di carico vergine o di ricomprensione.

Per la caratterizzazione del terreno il modello richiede i seguenti parametri:

- l'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
- l'angolo di dilatanza ψ (in genere posto cautelativamente $\psi = 0$);
- la coesione efficace c' ;
- il peso di volume γ del terreno;
- il modulo di deformabilità $E_{50,ref}$, che è la rigidezza secante al 50% dello sforzo deviatorico di rottura ed in corrispondenza della pressione efficace di confinamento p_{ref} : $E_{50,ref}$ controlla la deformabilità per incrementi "vergini" di sforzo deviatorico e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m$$

- il modulo di deformabilità $E_{oed,ref}$ (da assumere, come consigliato da letteratura, $E_{oed,ref} = 0.9 \div 1.1 E_{50,ref}$), che è il modulo confinato in corrispondenza della pressione efficace di confinamento p_{ref} ; $E_{oed,ref}$ controlla la deformabilità per incrementi "vergini" di sforzo idrostatico e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1 + c \cdot \cot \phi}{p_{ref} + c \cdot \cot \phi} \right)^m$$

- il modulo di deformabilità $E_{ur,ref}$ (da assumere, come consigliato da letteratura, $E_{ur,ref} = 3 E_{50,ref}$ per gli strati incoerenti e $E_{ur,ref} = 5 E_{50,ref}$ per quelli coesivi), che è il modulo di scarico e ricarico in corrispondenza della pressione efficace di confinamento p_{ref} ; $E_{ur,ref}$ controlla la deformabilità in stati tensionali di ricomprensione e varia in funzione dello stato tensionale σ'_3 del terreno secondo la legge esponenziale:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m$$

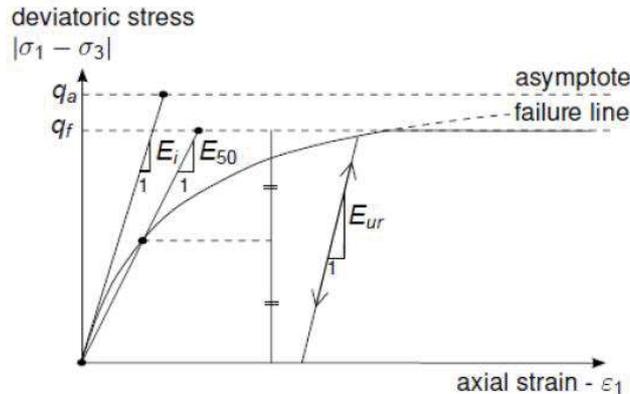
Nelle leggi esponenziali di cui sopra, p_{ref} va assunta, per ogni strato, pari alla tensione efficace orizzontale media σ'_3 , media dello strato stesso, mentre l'esponente m , sempre da letteratura, risulta indicativamente $m = 0.5$ per gli strati incoerenti e $m = 0.8$ per quelli coesivi.

Nel modello costitutivo, la relazione fra stress deviatorico $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$ e deformazione ε_1 , in condizione di carico vergine, è descritta tramite la seguente relazione iperbolica che interpola bene il tipico comportamento del terreno evidenziato da test triassiali:

$$-\varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q}{q_a - q} = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q}$$

dove:

- E_i è il modulo tangente iniziale assunto $E_i = 2 \cdot E_{50}$;
- asintoto $q_a = q_f / R_f$ (essendo tipicamente $R_f = 0.9$);
- failure-line $q_f = (c \cdot \cot\phi - \sigma'_{3}) \frac{2 \cdot \sin\phi}{1 - \sin\phi}$ secondo il criterio di Mohr-Coulomb.



Il modello preso in considerazione per il nuovo terminal – banchina N risulta:

Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	γ/γ' [kN/m ³]	ν [-]	OCR [-]	e_p [-]	C_c [-]	C_{R1} [-]	c_v [m ² /s]	D_r [%]	ϕ'_s [°]	c'_s [kPa]	c'_{sk} [kPa]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	E_{sp} [MPa]	r [-]	M [MPa]
R	Incoerente	2	-1,5	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	30	-	-	140	38	13	2	8
P	Coesivo	-1,5	-3,5	18/8	0,30	1	1,00	0,25	0,04	1,0E-06	-	28	2,5	25	150	41	7	4	5
S	Incoerente	-3,5	-9	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	2	15
S _{stato*}	Incoerente	-1,5	-12,5	20/10	0,25	-	-	-	-	-	60	36	-	-	170	60	30	2	18
M1	Coesivo	-9	-19	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	2,0E-07	-	29	5	30	175	58	9	4	6
M2	Coesivo	-19	-25	18,5/8,5	0,30	1	0,95	0,16	0,04	4,0E-07	-	30	5	45	225	95	12	4	8
T	Incoerente	-25	-28	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	2	25
A1	Coesivo	-28	-29	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	4	10
A2	Incoerente	-29	-32	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	2	30
A1	Coesivo	-32	-38	19/9	0,30	1	-	0,25	0,04	-	-	29	5	75	260	131	22	4	15

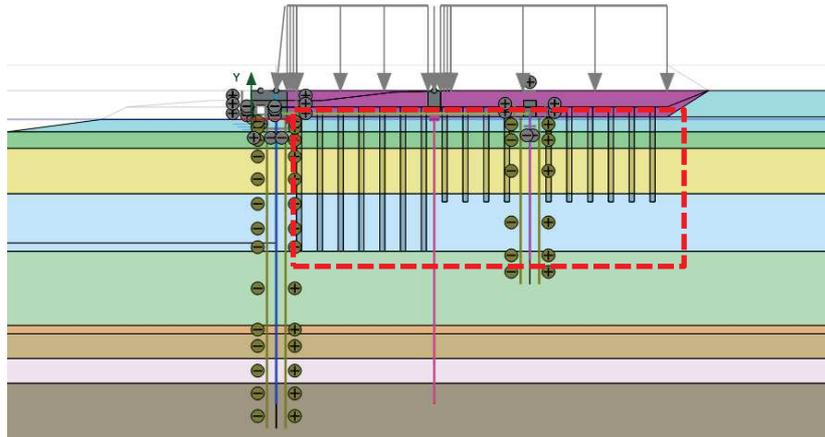
* caratteristiche dello stato S a seguito degli interventi di vibroflottazione-vibrosostituzione ove previsti.

Tabella 5 – Modello geotecnico futuro CTS

L'inserimento delle colonne in ghiaia comporta un miglioramento delle caratteristiche del terreno.

Nella modellazione sono state modellate delle fasce di terreno le cui caratteristiche sono presentate nelle tabelle seguenti, facendo riferimento ad un terreno fittizio i cui parametri sono

	E (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	γ (kN/mc)
Colonne in ghiaia	50000	40	0	18



Le fasce di terreno, divise per strato, presentano le seguenti caratteristiche:

R*			P*			S*			M1*		
Colonne in ghiaia											
Dc	0,6	(m)									
i	1,575	(m)									
Ac	0,283	(mq)									
Atot	0,95	(mq)									
At	0,66	(mq)									
Ec	50000	(kPa)									
Et	13000	(kPa)	Et	7000	(kPa)	Et	25000	(kPa)	Et	9000	(kPa)
Ec Ac	14137	(kN)									
Et At	8609	(kN)	Et At	4636	(kN)	Et At	16556	(kN)	Et At	5960	(kN)
Eeq	24070	(kPa)	Eeq	19866	(kPa)	Eeq	32480	(kPa)	Eeq	21267	(kPa)
r	2		r	4		r	2		r	4	
Eur	48141	(kPa)	Eur	79462	(kPa)	Eur	64960	(kPa)	Eur	85069	(kPa)
φc	40	(°)									
φt	30	(°)	φt	28	(°)	φt	34	(°)	φt	29	(°)
φc Ac	11		φc Ac	11		φc Ac	11		φc Ac	11	
φt At	20		φt At	19		φt At	23		φt At	19	
φeq	33	(°)	φeq	32	(°)	φeq	36	(°)	φeq	32	(°)
c'c	0	(kPa)									
c't	0	(kPa)	c't	2,5	(kPa)	c't	0	(kPa)	c't	5	(kPa)
c'c Ac	0	(kN)									
c't At	0	(kN)	c't At	2	(kN)	c't At	0	(kN)	c't At	3	(kN)
c'eq	0	(kPa)	c'eq	2	(kPa)	c'eq	0	(kPa)	c'eq	4	(kPa)
γc	18	(kN/mc)									
γt	19	(kN/mc)	γt	18	(kN/mc)	γt	20	(kN/mc)	γt	18,5	(kN/mc)
γc Ac	5	(kN/m)									
γt At	13	(kN/m)	γt At	12	(kN/m)	γt At	13	(kN/m)	γt At	12	(kN/m)
γeq	19	(kPa)	γeq	18	(kPa)	γeq	19	(kPa)	γeq	18	(kPa)

Si riportano altresì i valori del terreno consolidato nella condizione tridimensionale, cioè ipotizzando il terreno migliorato nella maglia di progetto.

R*			P*			S*			M1*		
Colonne in ghiaia			0			0			0		
Dc	0,6	(m)	Dc	0,6	(m)	Dc	0,6	(m)	Dc	0,6	(m)
i1	1,79	(m)	i1	1,79	(m)	i1	1,79	(m)	i1	1,79	(m)
i2	2,20	(m)	i2	2,20	(m)	i2	2,20	(m)	i2	2,20	(m)
Ac	0,283	(mq)	Ac	0,283	(mq)	Ac	0,283	(mq)	Ac	0,283	(mq)
Atot	3,94	(mq)	Atot	3,94	(mq)	Atot	3,94	(mq)	Atot	3,94	(mq)
At	3,66	(mq)	At	3,66	(mq)	At	3,66	(mq)	At	3,66	(mq)
Ec	50000	(kPa)	Ec	50000	(kPa)	Ec	50000	(kPa)	Ec	50000	(kPa)
Et	13000	(kPa)	Et	7000	(kPa)	Et	25000	(kPa)	Et	9000	(kPa)
Ec Ac	14137	(kN)	Ec Ac	14137	(kN)	Ec Ac	14137	(kN)	Ec Ac	14137	(kN)
Et At	47518	(kN)	Et At	25587	(kN)	Et At	91381	(kN)	Et At	32897	(kN)
Eeq	15657	(kPa)	Eeq	10087	(kPa)	Eeq	26795	(kPa)	Eeq	11944	(kPa)
φc	40	(°)	φc	40	(°)	φc	40	(°)	φc	40	(°)
φt	30	(°)	φt	28	(°)	φt	34	(°)	φt	29	(°)
φc Ac	11		φc Ac	11		φc Ac	11		φc Ac	11	
φt At	110		φt At	102		φt At	124		φt At	106	
φeq	31	(°)	φeq	29	(°)	φeq	34	(°)	φeq	30	(°)
c'c	0	(kPa)	c'c	0	(kPa)	c'c	0	(kPa)	c'c	0	(kPa)
c't	0	(kPa)	c't	2,5	(kPa)	c't	0	(kPa)	c't	5	(kPa)
c'c Ac	0	(kN)	c'c Ac	0	(kN)	c'c Ac	0	(kN)	c'c Ac	0	(kN)
c't At	0	(kN)	c't At	9	(kN)	c't At	0	(kN)	c't At	18	(kN)
c'eq	0	(kPa)	c'eq	2	(kPa)	c'eq	0	(kPa)	c'eq	5	(kPa)
γc	18	(kN/mc)	γc	18	(kN/mc)	γc	18	(kN/mc)	γc	18	(kN/mc)
γt	19	(kN/mc)	γt	18	(kN/mc)	γt	20	(kN/mc)	γt	18,5	(kN/mc)
γc Ac	5	(kN/m)	γc Ac	5	(kN/m)	γc Ac	5	(kN/m)	γc Ac	5	(kN/m)
γt At	69	(kN/m)	γt At	66	(kN/m)	γt At	73	(kN/m)	γt At	68	(kN/m)
γeq	19	(kPa)	γeq	18	(kPa)	γeq	20	(kPa)	γeq	18	(kPa)

Questa condizione viene utilizzata nel calcolo della paviementazione.

9.1.3 Combinazioni di carico

Stati Limite		p.p.	sovraccarico perm.	Acc. piazzale q	Acc. Bitta F	Acc. Gru R	Urti U	Westergard W	Kh x (SLV)	Kh x (SLD)
8	SLU 1	Ultimo 1	1,30	1,30	1,50	0,90	1,50			
9	SLU 2	Ultimo 2	1,30	1,30	1,50	1,50	1,50			
10	SLU 3	Ultimo 3	1,30	1,30	1,50	0,90	1,50			
11	SLEr 1	Rara 1	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00			
12	SLEr 2	Rara 2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			
13	SLEr 3	Rara 3	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00			
14	SLEf 4	Frequente 4	1,00	1,00	0,90	0,00	0,80			
15	SLEf 5	Frequente 5	1,00	1,00	0,80	0,20	0,80			
16	SLEf 6	Frequente 6	1,00	1,00	0,80	0,00	0,90			
17	SLEqp 7	Q. Permanente 7	1,00	1,00	0,80	0,00	0,80			
18	Ecc	Eccezionale	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00		
19	SLV X 1	Vita	1,00	1,00	0,80	0,00	0,80		1,00	1,00
20	SLD X 1	Danno	1,00	1,00	0,80	0,00	0,80		1,00	1,00

Considerando

Ψ (Coefficienti di combinazione)			
	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria E (Carichi "q" e "R")	1,00	0,90	0,80
Vento (Carico Bitta "F")	0,60	0,20	0,00

9.1.4 Fasi di calcolo

Carichi: vedere analisi dei carichi nei paragrafi successivi. Il sovraccarico in banchina viene applicato sia con il carico nominale sia con un coefficiente amplificativo pari al rapporto dei coefficienti parziali sulle azioni per carichi variabili e carichi permanenti $\gamma_Q/\gamma_G = 1.5/1.3 = 1.15$, operazione che risulta utile per le verifiche SLE e per le verifiche SLU_A1.

Le fasi simulate nel software Plaxis sono differenziate in base alla sezione di riferimento:

	Fase	Fase di provenienza:	Descrizione
Stato attuale della banchina	0	N/A	Generazione dello stato tensionale metodo k0
	1	0	Stato di fatto
Lavorazioni progetto attuale	2	1	Sbancamento a quota +1.50 m s.l.m.m e consolidamento mediante colonne in ghiaia
	3	2	Precarica fino a quota +6.60 m s.l.m.m.
	4	3	Rimozione delle precariche e realizzazione delle fondazioni profonde
	5	4	Realizzazione di Travi e tiranti (pretensione 550 kN)
	6	5	Riempimento con materiale arido da cava
	7	6	Scavo fino a quota -15 m s.l.m.m (quota di calcolo)
Verifiche di sicurezza e	8	7	SLU 1

funzionalità della nuova configurazione della banchina	9	7	SLU 2
	10	7	SLU 3
	11	7	SLEr 1 (Rara)
	12	7	SLEr 2 (Rara)
	13	7	SLEr 3 (Rara)
	14	7	SLEf 4 (Frequente)
	15	7	SLEf 5 (Frequente)
	16	7	SLEf 6 (Frequente)
	17	7	SLEqp 7 (Quasi permanente)
	18	7	Ecc (Eccezionale)
	19a	7	SLV (sisma applicato attraverso metodo "pseudo-static" $k_h = 0,06$, Westergaard $k_h=0,06$, parametri geotecnici caratteristici, sovraccarico $\psi^*q=48$ kPa, bitta assente).
	19b	19a	Condizione Post-Sismica con Parziale Liquefazione ridotta Applicazione delle Δu (12.5 kPa) solo dove sono presenti le colonne $\phi 600$ + riduzione angolo di attrito strato S. Incremento delle pressioni neutre dello strato utilizzando gli strumenti forniti da Plaxis. Sovraccarico $\psi^*q=48$ kPa applicato, bitta assente.
	20a	7	SLD (sisma $k_h=0,03$, Westergaard $k_h=0,03$, sovraccarico $0,8 q=48$ kPa, bitta assente, parametri geotecnici caratteristici)
	20b	20a	Condizione Post-Sismica con Parziale Liquefazione ridotta (similare alla fase 19°)

9.1.5 Analisi dei carichi

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- Spinta del terreno (St) calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- Spinta idrostatica dell'acqua calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- Azione orizzontale della bitta ($H = 1000 \text{ kN}/25\text{m} = 40 \text{ kN}$);
- Carichi di banchina
 - Sovraccarico accidentale: $Q_{k1}=60 \text{ kN}/\text{mq}$;
 - Gru di banchina ($S_v = 400 \text{ kN}$; $S_x = 40 \text{ kN}$);
- Urto: 255 kpa lungo 15 m di paratia.
- Azioni sismiche: Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente sono ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel

volume di terreno significativo per l'opera e della capacità di subire spostamenti senza riduzioni di resistenza. Vengono utilizzati i valori seguenti di a_h :

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

Si utilizzano agli SLV $k_h=0.06$ e $K_v=0$ mentre agli SLD $K_v=0.03$ e $K_v=0$

L'azione idrodinamica di Westergaard, applicata tra il livello medio mare e la profondità di 15,0 m da l.m.m, ha la distribuzione indicata nel grafico seguente, tenendo conto delle accelerazioni sismiche definite in precedenza.

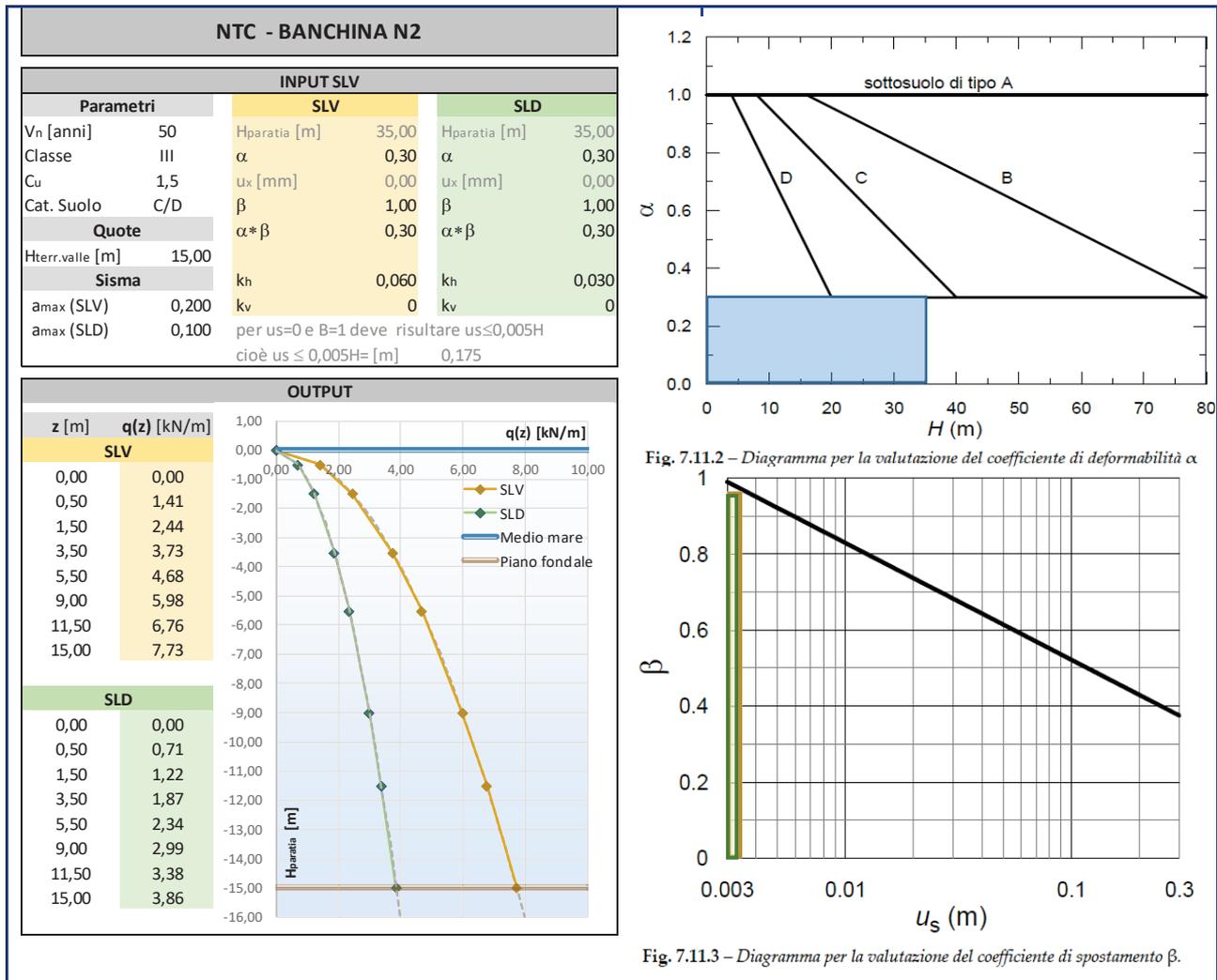


Figura 22 - Azione idrodinamica - Westergaard

9.1.6 Risultati delle analisi

In base alle condizioni di carico considerate, si presentano per gli elementi strutturali oggetto dell'intervento:

- le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU) e di salvaguardia della vita (SLV);
- le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite di danno (SLD);

la verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno

I risultati derivanti come output dal software Plaxis, esposti in seguito son stati moltiplicati per l'interesse del *Plate* o *Embedded* considerato. I valori esposti sono inoltre moltiplicati per 1.3 agli SLU e per 1 agli SLE e SLV/SLD.

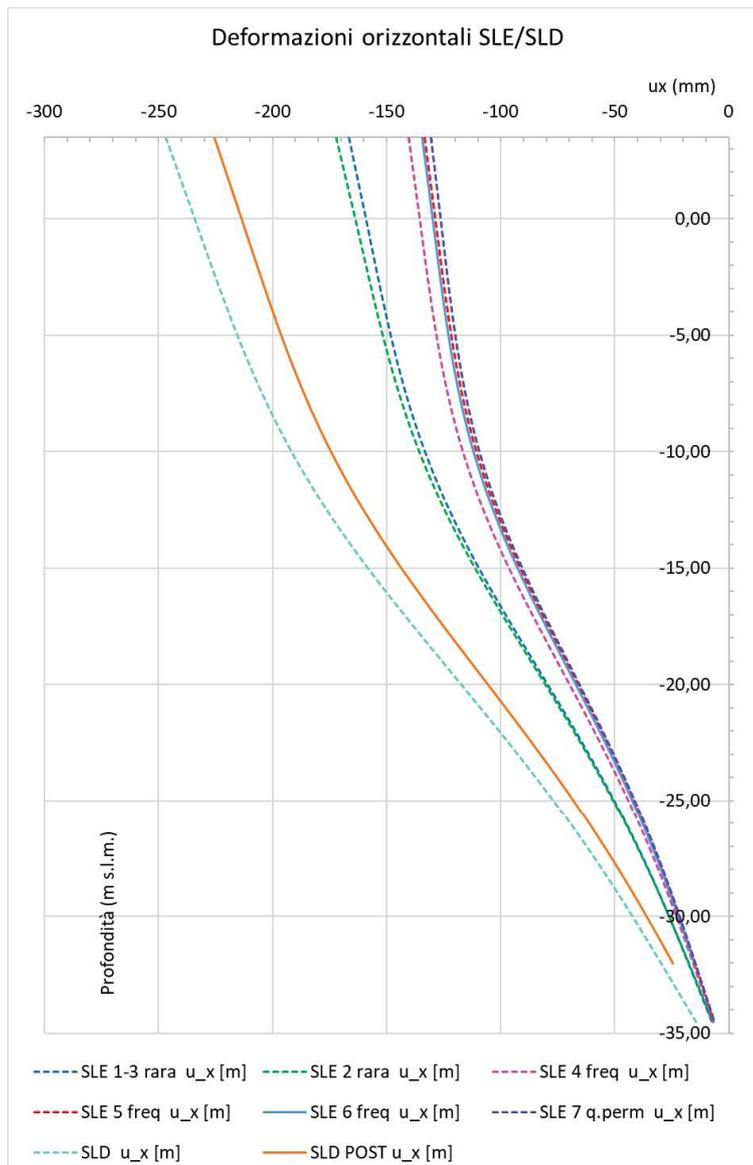
		SLE	SLD
Paratia lato mare composta da Pali d1800/AZ18 l=3.15 m	M [kNm]	9286	10144
	N [kN]	4881	4734
	T [kN]	1490	1575
Palificata trave martello d1000 – i= 1.575 m	M [kNm]	1562	1496
	N [kN]	358	358
	T [kN]	701	661
Tirante orizzontale GEWI d63.5/i=1.575 m	[kN]	1100	1033
Palificata d1000 via di corsa gru – i=3.58 m	M [kNm]	76	59
	N [kN]	1045	857
	T [kN]	207	162

		SLU	SLV
Paratia lato mare composta da Pali d1800/AZ18 l=3.15 m	M [kNm]	12564 ECC (12037)	11605
	N [kN]	6750 ECC (103)	4998
	T [kN]	2020 ECC (1017)	1794
Palificata trave martello d1000 – i= 1.575 m	M [kNm]	2048	1496
	N [kN]	465	358
	T [kN]	937	624
Tirante orizzontale GEWI d63.5/i=1.575 m	[kN]	1471	1153
Palificata d1000 via di corsa gru – i=3.58 m	M [kNm]	117	111
	N [kN]	1545	828
	T [kN]	318	169

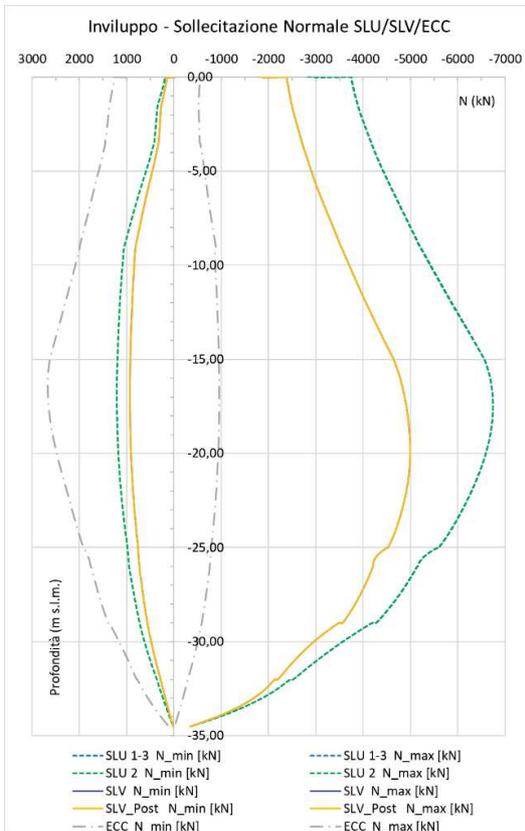
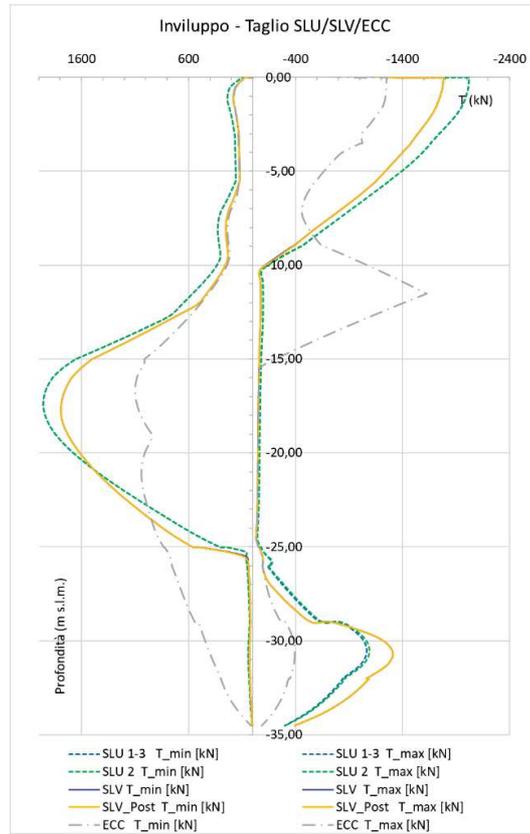
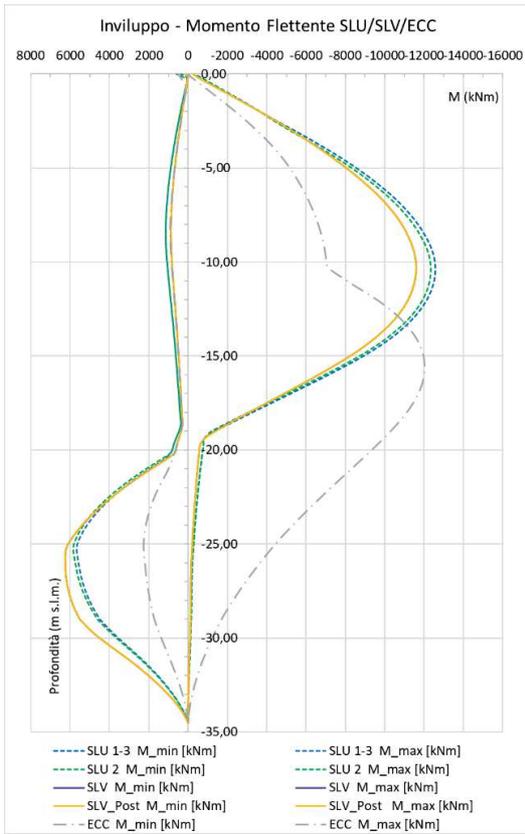
9.1.6.1 Palancolato

9.1.6.1.1 Involuppo Deformazioni SLE/SLD

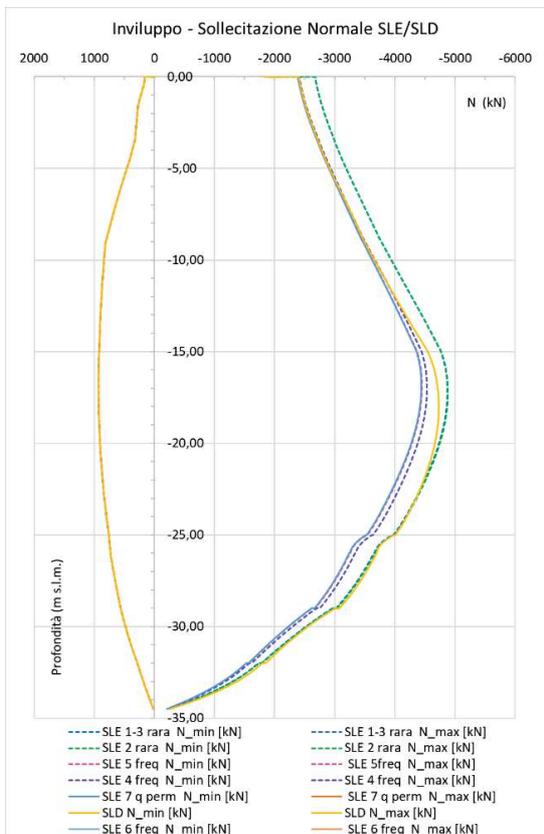
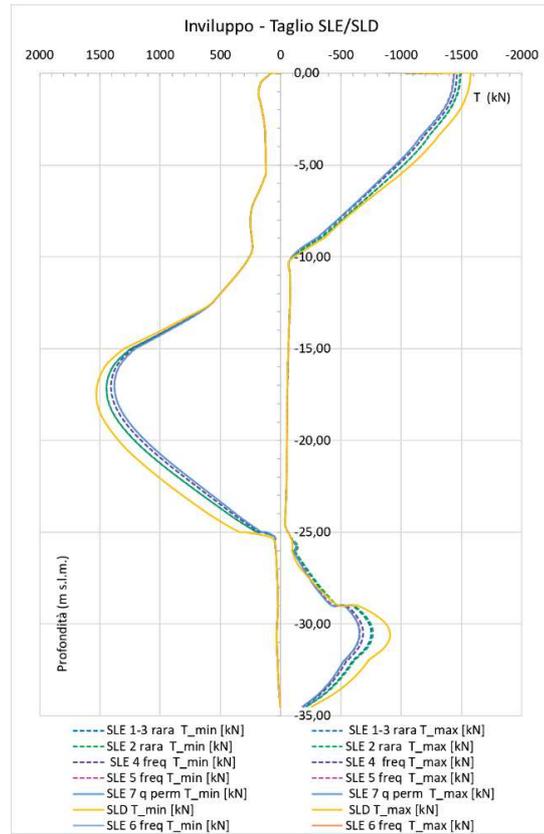
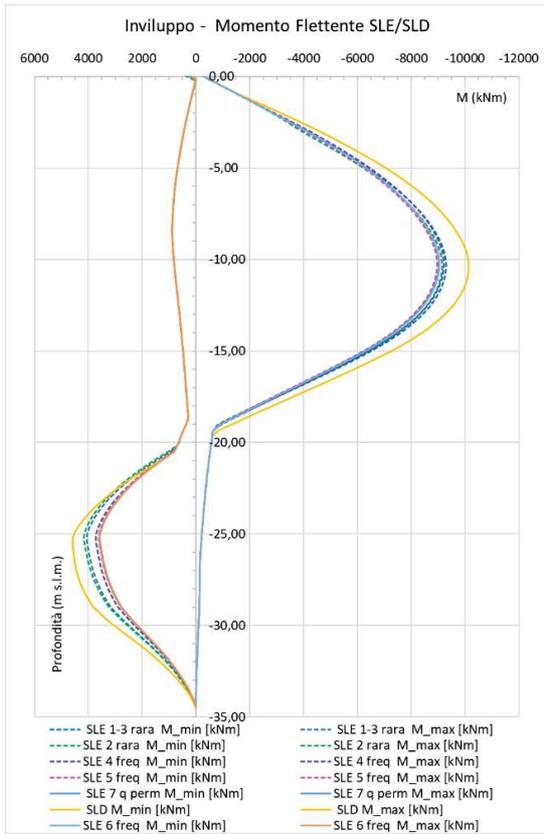
Lo spostamento del palancolato è quello complessivo, maturato dall'inizio della costruzione dell'opera. In figura seguente sono mostrati gli spostamenti orizzontali del sistema nelle condizioni di esercizio SLE (in tutte le combinazioni) e SLD. Il massimo spostamento atteso agli SLE risulta essere pari a 17 cm inferiore rispetto agli $0.05 H = [3.50 + 34.5] \cdot 0.005 = 0.19$ m cioè 19 cm, imposti da normativa (con H altezza totale della paratia). Nel modello Plaxis si evidenzia una differenza tra i due sistemi (palancolato lato mare e sistema della seconda via di corsa della gru) pari a 1.3 cm. L'inserimento della via di corsa della gru verrà comunque posizionata a seguito dello scavo previsto al fine di ridurre la differenza di spostamento tra le due strutture.



9.1.6.1.2 Inviluppo - SLU/SLV

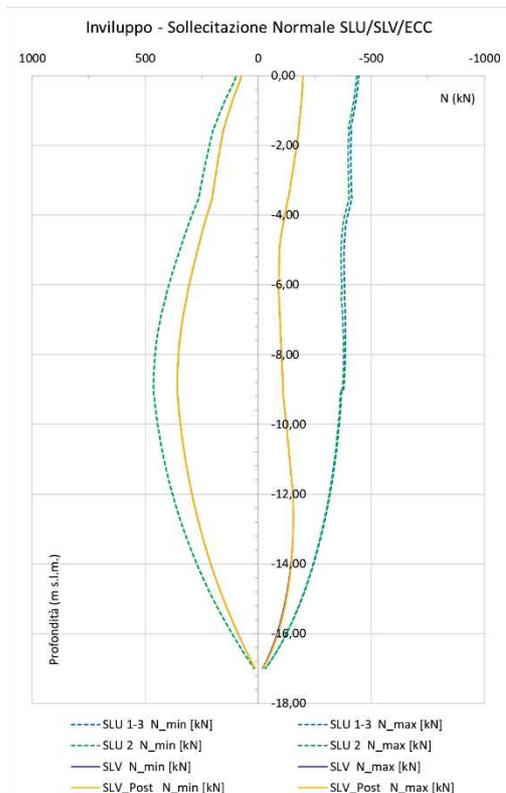
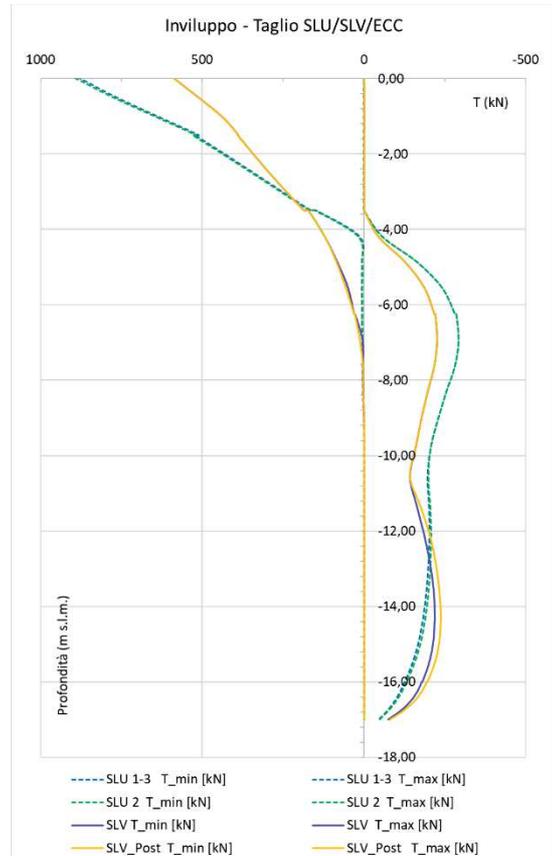
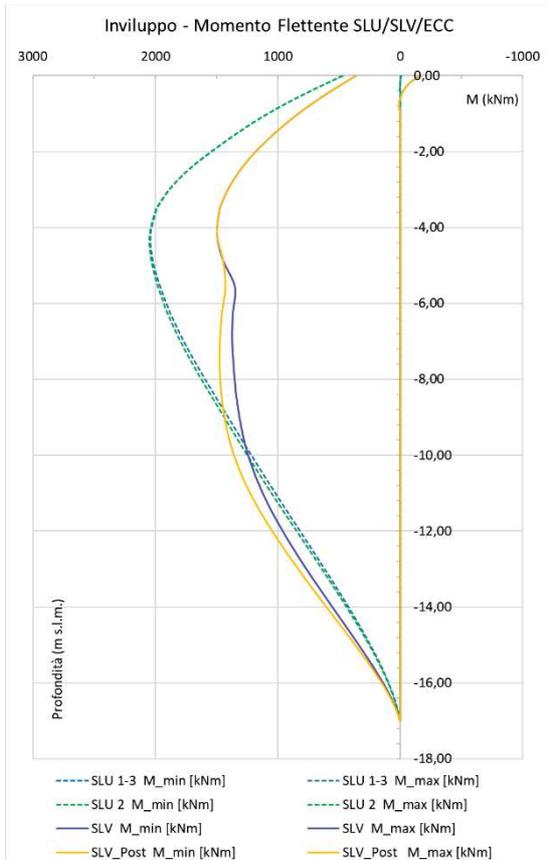


9.1.6.1.3 Inviluppo – SLE

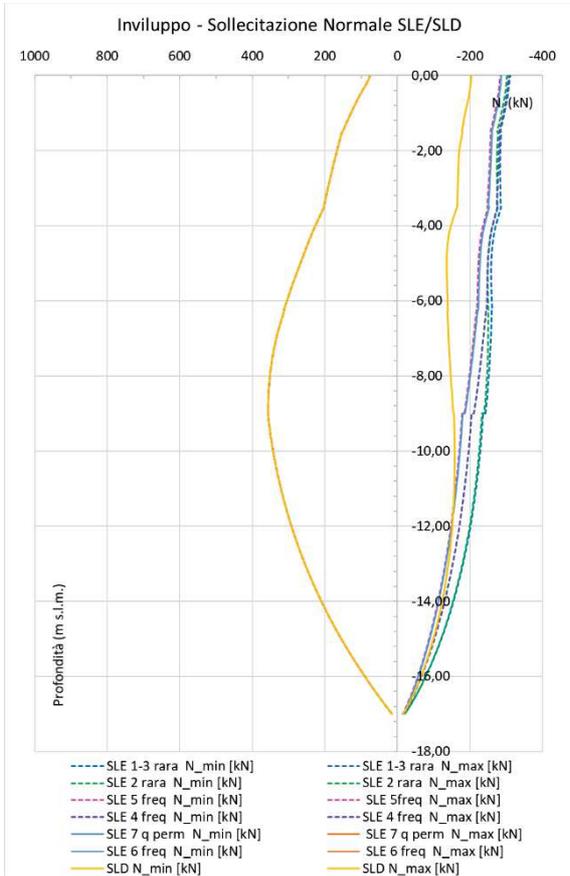
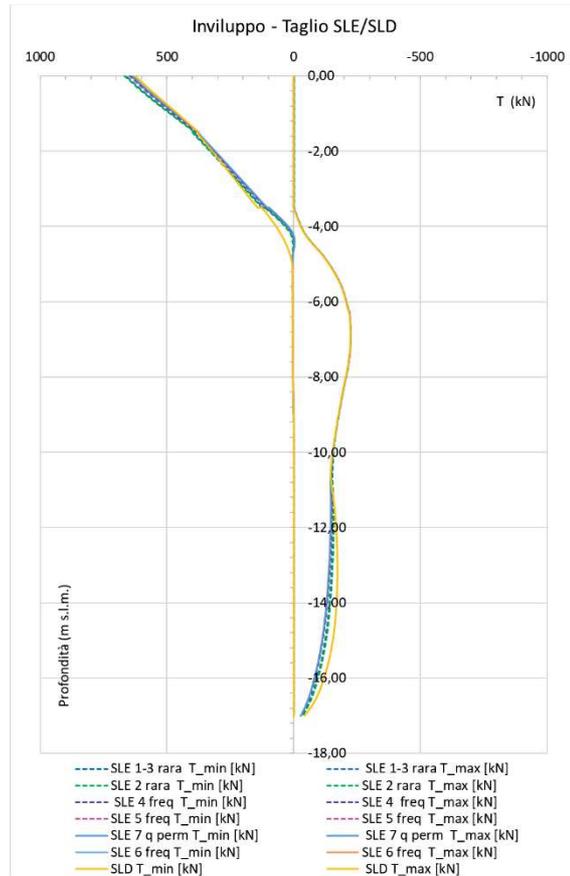
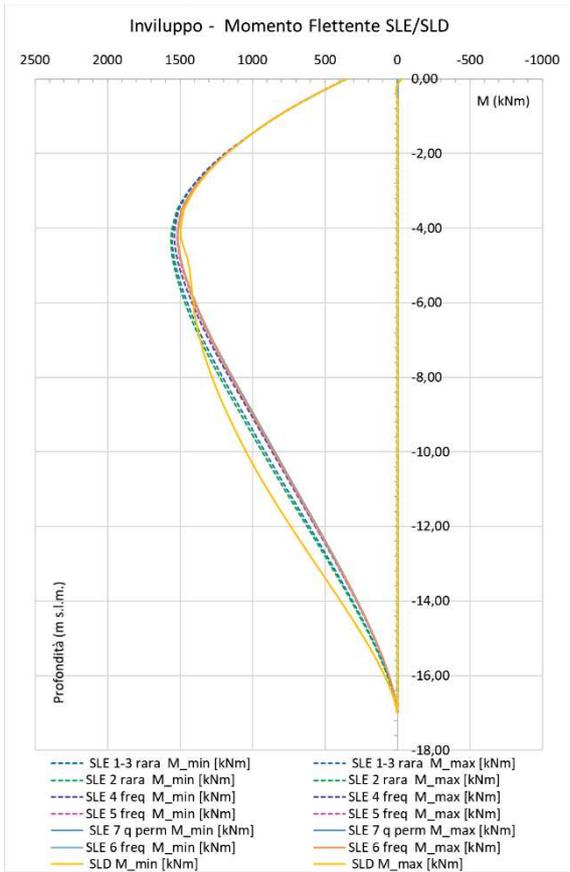


9.1.6.2 Palificata retrostante

9.1.6.2.1 Inviluppo - SLU/SLV

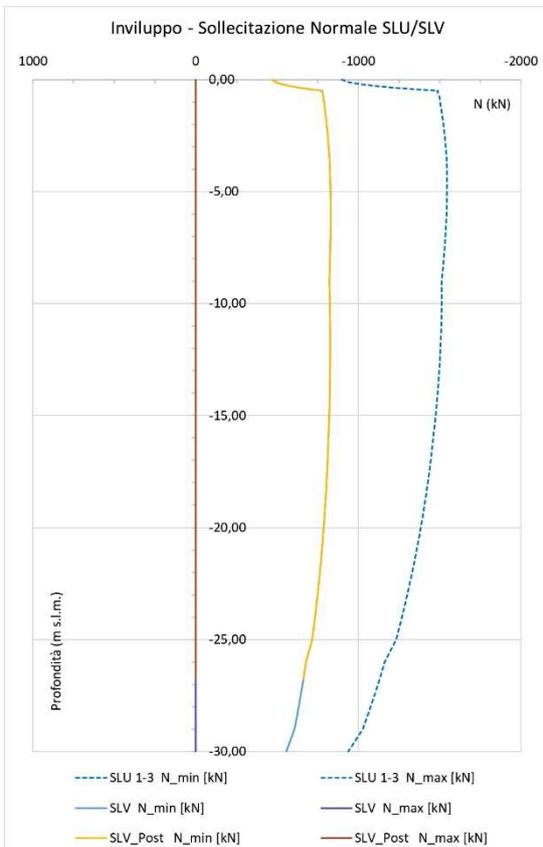
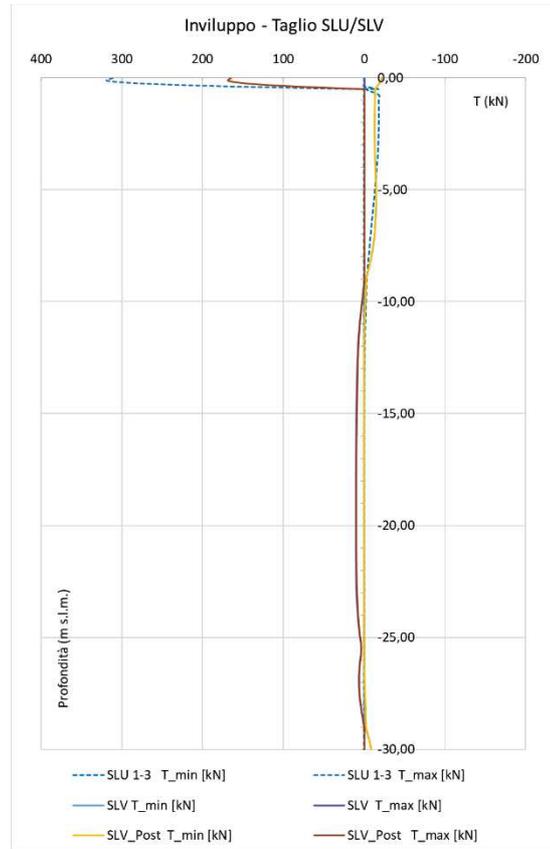
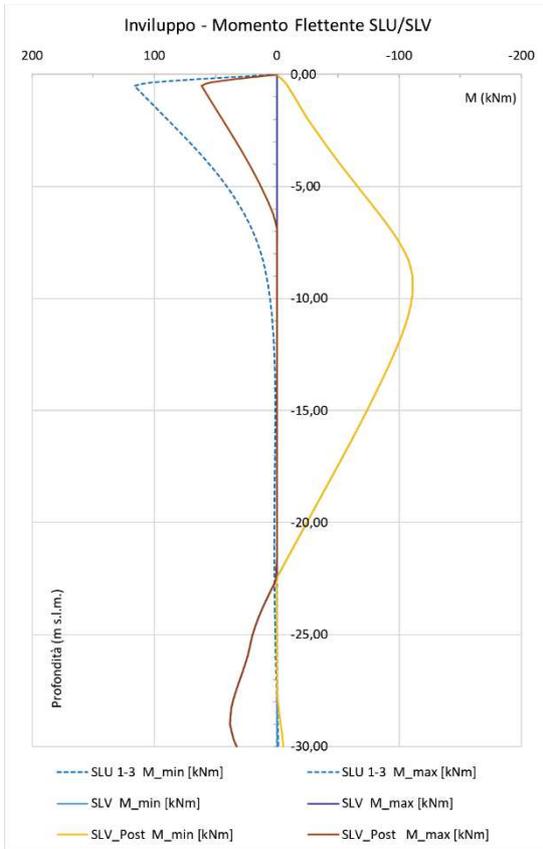


9.1.6.2.2 Inviluppo - SLE/SLD

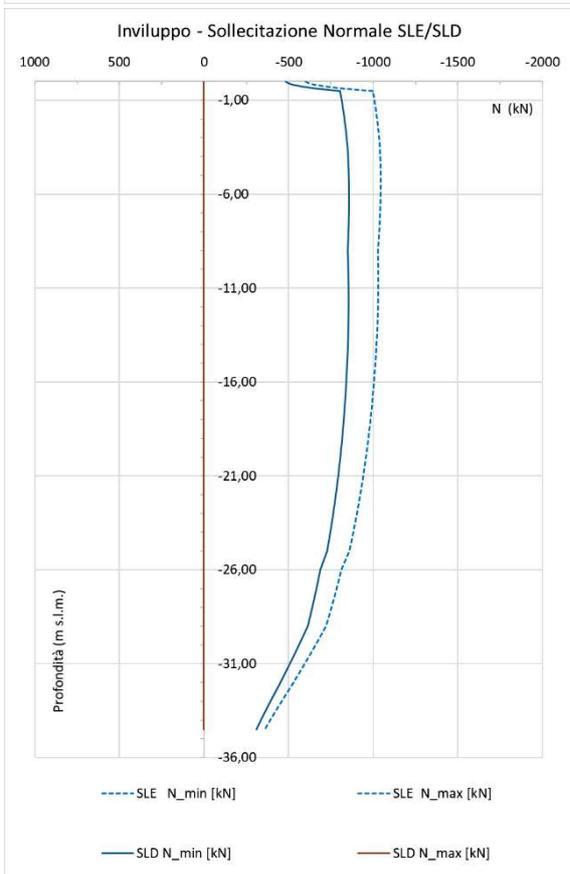
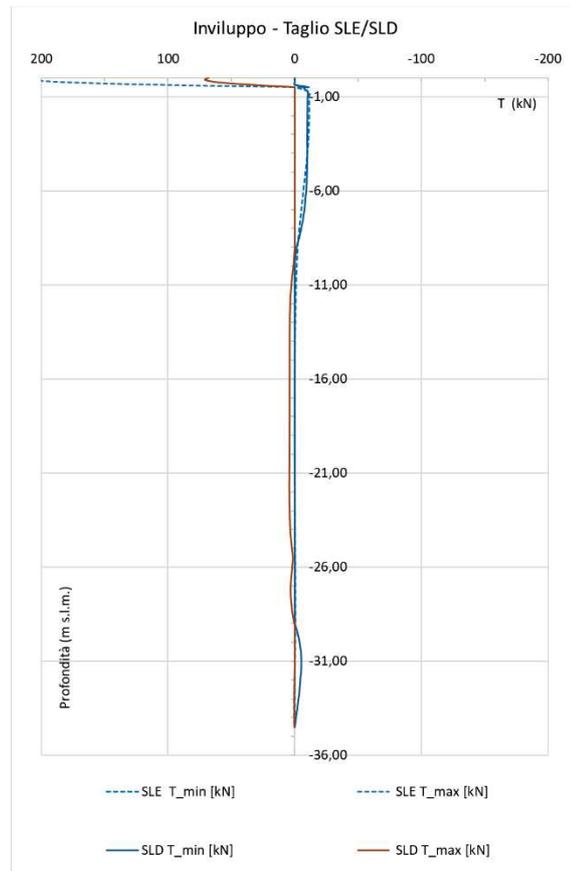
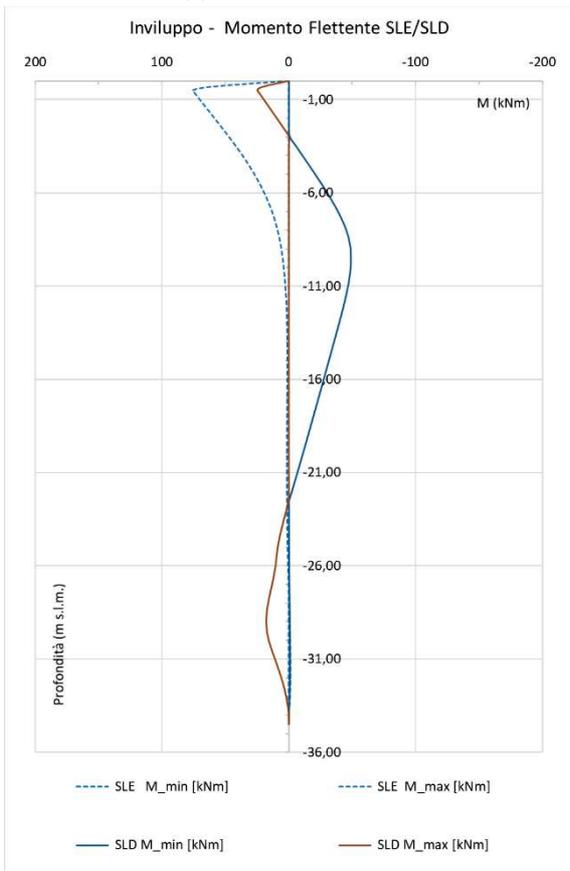


9.1.6.3 Palificata d1000 – via di corsa gru

9.1.6.3.1 Inviluppo - SLU/SLV



9.1.6.3.2 Involuppo - SLE/SLD



9.1.6.4 Tiranti

SLU 1-3

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [10 ⁻³ m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	8103	1	33,500	700,000	1103,755	0,000	1103,755
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	22552	2	3,000	700,000	1103,755	0,000	1103,755

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLU = 1103.75 (kN) x1.3 = 1435 kN

SLU 2

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [10 ⁻³ m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	8103	1	33,500	700,000	1131,274	0,000	1131,274
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	22552	2	3,000	700,000	1131,274	0,000	1131,274

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLU = 1131.27 (kN) x1.3 = 1471 kN

SLV

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [10 ⁻³ m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	8103	1	33,500	700,000	1152,898	0,000	1152,898
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	22552	2	3,000	700,000	1152,898	0,000	1152,898

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLV = 1152.90 (kN) x1.0 = 1153 kN

POST SLV

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [10 ⁻³ m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	8103	1	33,500	700,000	1079,293	0,000	1152,898
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	22552	2	3,000	700,000	1079,293	0,000	1152,898

Sollecitazione massima sul singolo tirante agli SLV POST = 1152.90 (kN) x1.0 = 1153 kN

9.1.6.5 Analisi stabilità globale

Le analisi di stabilità generale del sistema geotecnico sono state effettuate con il codice FEM Plaxis con la tecnica della riduzione dei parametri (c-φ reduction method). La verifica in condizioni statiche viene eseguita con i coefficienti A2 sui sovraccarichi ed M2 sui terreni. Secondo la Norma la verifica è soddisfatta quando il rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri geotecnici di progetto (R), cioè ridotti dai previsti coefficienti parziali, e gli effetti delle azioni di progetto (E), risulta maggiore del valore prescritto per il coefficiente parziale sulle resistenze calcolate $\gamma_R = 1,1$. La verifica viene condotta anche agli SLV considerando un coefficiente parziale sulle resistenze calcolate $\gamma_R = 1,2$ come da normativa.

La **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** mostra il quadro degli spostamenti orizzontali dell'analisi in condizione statica mentre in Figura 24 quelle in condizioni sismiche con $k_h = 0,06$ $k_v = -0,030$.

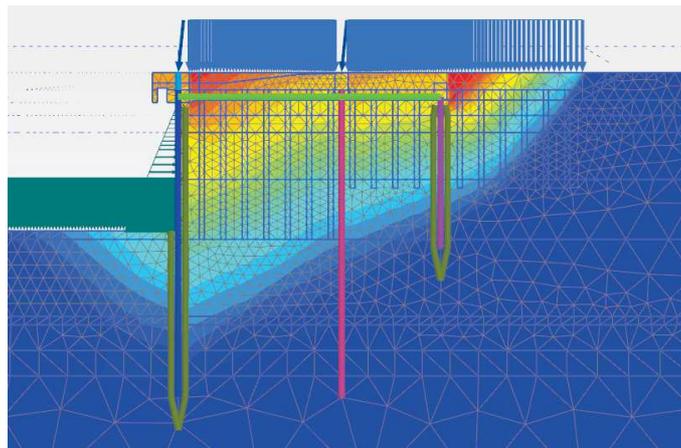


Figura 23 - Analisi di stabilità globale: condizioni statiche SLU

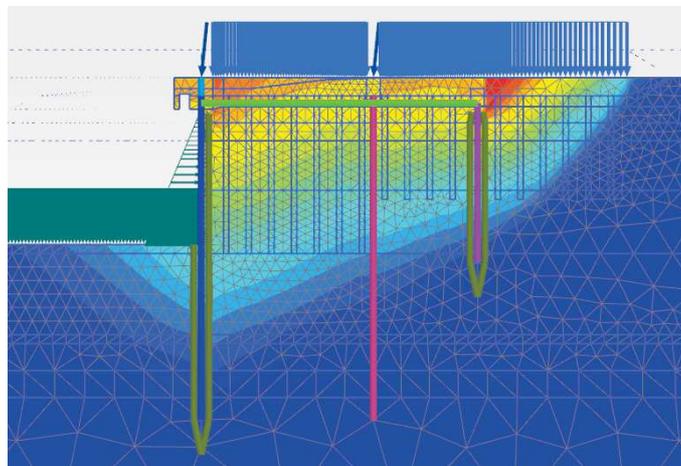


Figura 24 - Analisi di stabilità globale: condizioni sismiche SLV

Come si può osservare in Tabella 6 le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale nelle condizioni SLU e SLV sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale.

Tabella 6. Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina in SLU

Opera analizzata	$R(\gamma_{M2}) / E_d$	
	Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Banchina N2	1,475	1,239

9.2 VERIFICHE – PARETE COMBINATA DI BANCHINA

9.2.1 Verifiche strutturali pali c.a. parete combinata

Si riportano le verifiche strutturali dei pali Ø1800mm della parete combinata, la cui posizione è identificata nell'immagine seguente:

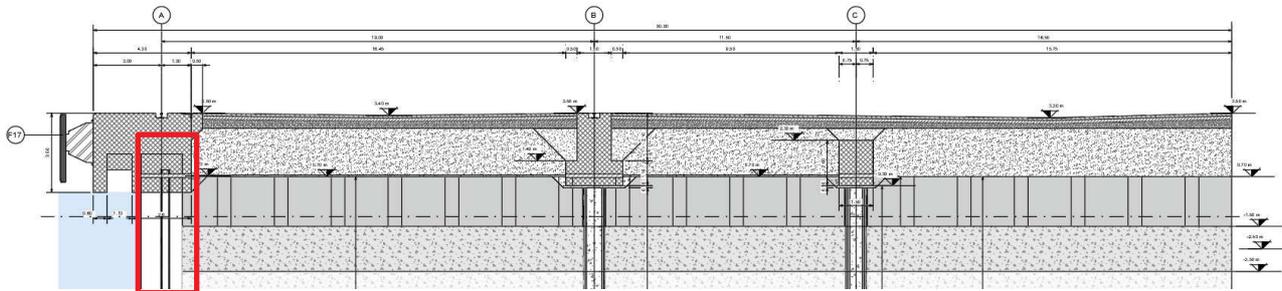


Figura 25: Key - plan.

Le simulazioni effettuate evidenziano sollecitazioni differenti in funzione della profondità. Si riportano nelle tabelle seguenti le azioni agenti, massime e minime (da modello di calcolo Plaxis, si vedano i paragrafi precedenti), suddivise in zone corrispondenti alle gabbie di armatura previste. Per le verifiche verranno considerate le sollecitazioni, per ogni tratto, combinate tra loro nel modo più sfavorevole.

N	SLU-SLV	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]	Tmin [kN]	Tmax [kN]
1	da 0 m a -5.3 m	-4522.54	655.26	-9238.89	957.78	-2019.88	95.23
2	da -5.3 m a -15.5 m	-5620.96	1112.33	-12526.84	1003.16	-1272.84	160.33
3	da -15.5 m a -23.8 m	-6632.69	1198.60	-8035.66	5302.17	-77.11	1856.13
4	da -23.8 m a -35 m	-4221.81	735.35	-186.55	6246.87	-1302.23	34.55

N	ECC	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]	Tmin [kN]	Tmax [kN]
5	da 0 m a -5.3 m	-1644.91	670.80	-5488.79	741.40	-1249.07	758.06
6	da -5.3 m a -15.5 m	-2643.79	946.25	-12017.82	478.96	-1625.92	1043.76
7	da -15.5 m a -23.8 m	-2655.22	948.68	-12036.54	2118.54	-118.94	1101.43
8	da -23.8 m a -35 m	-2057.24	829.77	-5418.97	2259.29	-393.32	930.01

N	SLE rara	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
9	da 0 m a -5.3 m	-3262.57	504.05	-6854.44	736.75
10	da -5.3 m a -15.5 m	-4811.71	504.36	-9285.65	736.75
11	da -15.5 m a -23.8 m	-4880.76	926.92	-6420.68	3766.24
12	da -23.8 m a -35 m	-4148.67	784.99	-265.14	4159.14

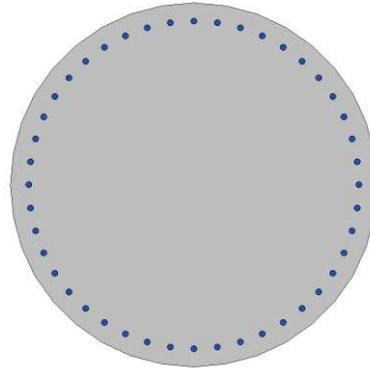
N	SLE freq	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
13	da 0 m a -5.3 m	-2998.09	504.05	-6922.80	736.75
14	da -5.3 m a -15.5 m	-4482.18	922.00	-9219.07	886.33
15	da -15.5 m a -23.8 m	-4530.40	926.92	-5471.46	3369.79
16	da -23.8 m a -35 m	-3783.72	784.99	-265.14	3727.67

N	SLE qp	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
17	da 0 m a -5.3 m	-2973.61	504.05	-6774.20	736.75
18	da -5.3 m a -15.5 m	-4404.00	922.00	-9021.09	886.33
19	da -15.5 m a -23.8 m	-4444.69	926.92	-5336.54	3238.62
20	da -23.8 m a -35 m	-3683.17	784.99	-265.14	3568.41

9.2.1.1 Sezione tra 0 e -5.30 m

Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 1800 mm
 Armatura anello esterno: 44 \varnothing 28
 Staffe: 2 braccia \varnothing 14/150
 Copriferro netto su staffa: 60 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV – ECC

	M_x	M_y	N	c.s.	c.s. (N=cost)
SLU-SLV (1)	-92388900	0	-452254	1.12969	1.099208
ECC (5)	54887900	0	-164491	1.681381	1.564104

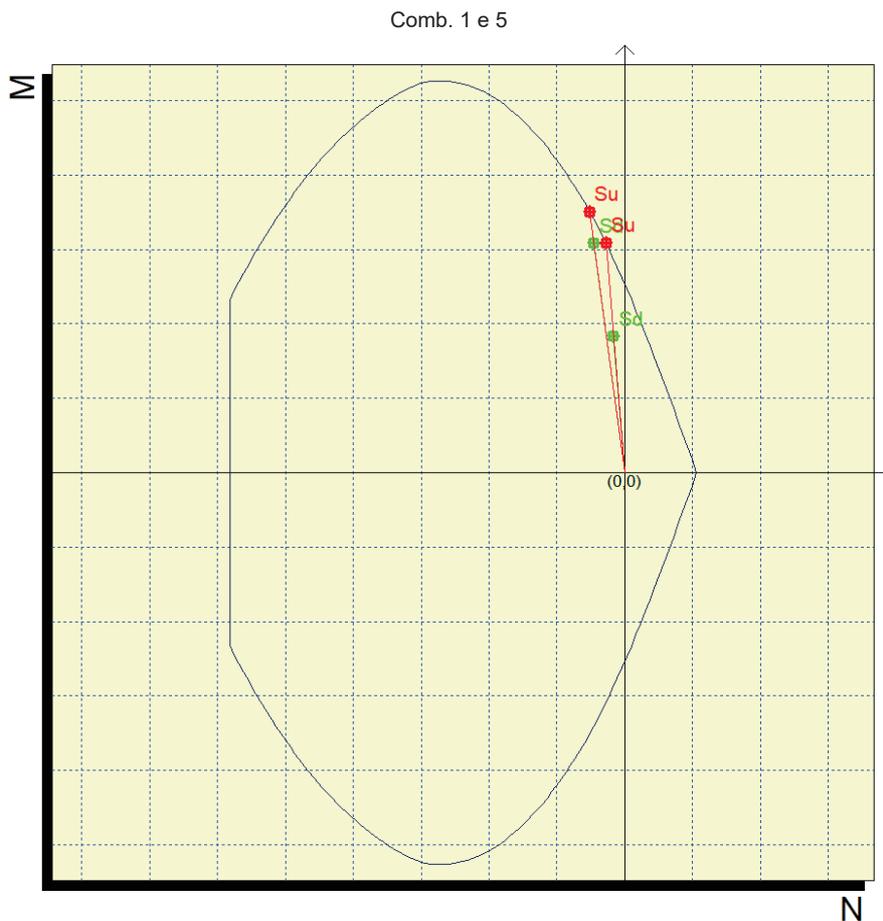


Figura 26: SLU/ECC – Calcolo del momento e del dominio di resistenza - Sezione tra 0 e -5.30 m

Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

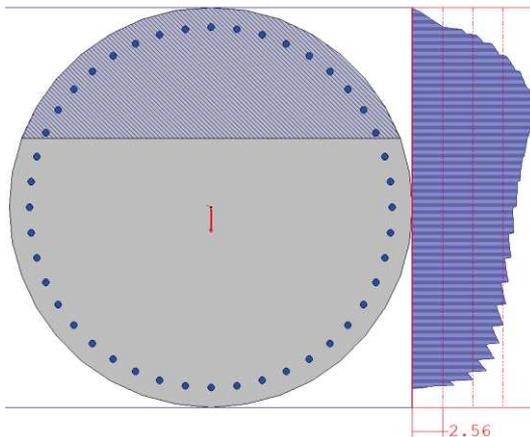
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwx [cm]	hux [cm]	bwy [cm]	huy [cm]	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
1	-92388900	0.0	-452254	0.0	201988	76.89	143.93	76.89	141.48	67.7	67.7
5	54887900	0.0	-164491	0.0	124907	76.89	143.93	76.89	141.48	67.7	67.7

Verifiche a taglio

Comb	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cm ²]	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{ywk} [daN/cm ²]	γ_s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
1	22.61	22.61	-17.9	400.0	1.5	3913.0	1.15	226167	222317	Armatura a taglio sufficiente
5	22.61	22.61	-6.5	400.0	1.5	3913.0	1.15	226167	222317	Armatura a taglio sufficiente

Acls = 25317.9
 sigma,cp = -17.86
 fck = 400 , fywk = 3913

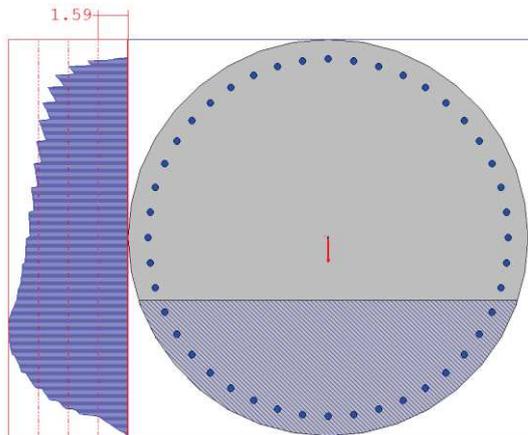
gamma,c = 1.5
 Alfacc = 0.85
 gamma,s = 1.15
 cotg(thetaX) = 2.5
 cotg(thetaY) = 2.5
 ø staffeX = 12
 Numero bracciX = 2
 Passo staffeX = 10
 Area staffeX = 22.6195 cmq/m
 ø staffeY = 12
 Numero bracciY = 2
 Passo staffeY = 10
 Area staffeY = 22.6195 cmq/m
 bwX = 76.89 , huX = 143.93
 bwY = 76.89 , huY = 141.48
 Asl,X = 67.73
 Asl,Y = 67.73
 Tx = 0 , Ty = 201988



Resistenza a taglio senza armature
 VcdX = 82586.42
 VcdY = 81601.76
 $Tx/VcdX + Ty/VcdY = 2.48 > 1$
 E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
 Vrd,max,X = 419909.25
 Vrd,max,Y = 412761.48
 $Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.49 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione x
 VrsdX = 249246.01
 $Tx/VrsdX = 0 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione y
 VrsdY = 245003.31
 $Ty/VrsdY = 0.82 < 1$

Combinazione 1



Acls = 25317.9
sigma,cp = -6.5
fck = 400 , fywk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 10
Area staffeX = 22.6195 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 10
Area staffeY = 22.6195 cmq/m
bwX = 76.89 , huX = 143.93
bwY = 76.89 , huY = 141.48
Asl,X = 67.73
Asl,Y = 67.73
Tx = 0 , Ty = 124907

Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 63718.69
VcdY = 63055.2
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 1.98 > 1
E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 400390.9
Vrd,max,Y = 393575.39
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.32 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 249246.01
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 245003.31
Ty/VrsdY = 0.51 < 1

Combinazione 5

Figura 27: SLU/ECC- Calcolo taglio resistente - Sezione tra 0 e -5.30 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 40 = 24 \text{ MPa (240 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa (180 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
9 RARA	-68544400	0	-326257	-235.1	3539.0
17 Q.P.	-67742000	0	-297361	-161.6	3857.9

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

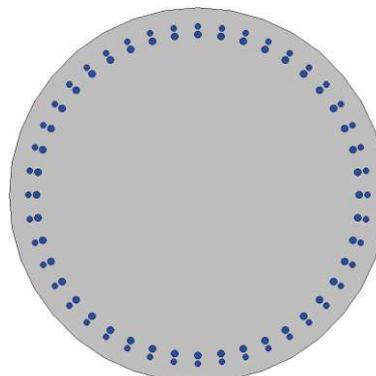
Verifiche a fessurazione

Le verifiche di fessurazione non vengono eseguite in quanto il palo in calcestruzzo è protetto dalla camicia in acciaio, il cui calcolo della perdita di spessore per la corrosione è illustrato nell'apposito paragrafo

9.2.1.2 Sezione tra -5.30 e -15.50 m

Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 1800 mm
 Armatura anello esterno: 44 \varnothing 28
 Armatura anello interno: 44 \varnothing 28
 Staffe: 2 braccia \varnothing 12/150
 Copriferro netto su staffa: 60 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV – ECC

	M_x	M_y	N		c.s.	c.s. (N=cost)
SLU-SLV (2)	-125268400		0	-562096	1.481485	1.408433
ECC (6)	-120178200		0	-264379	1.407315	1.371125

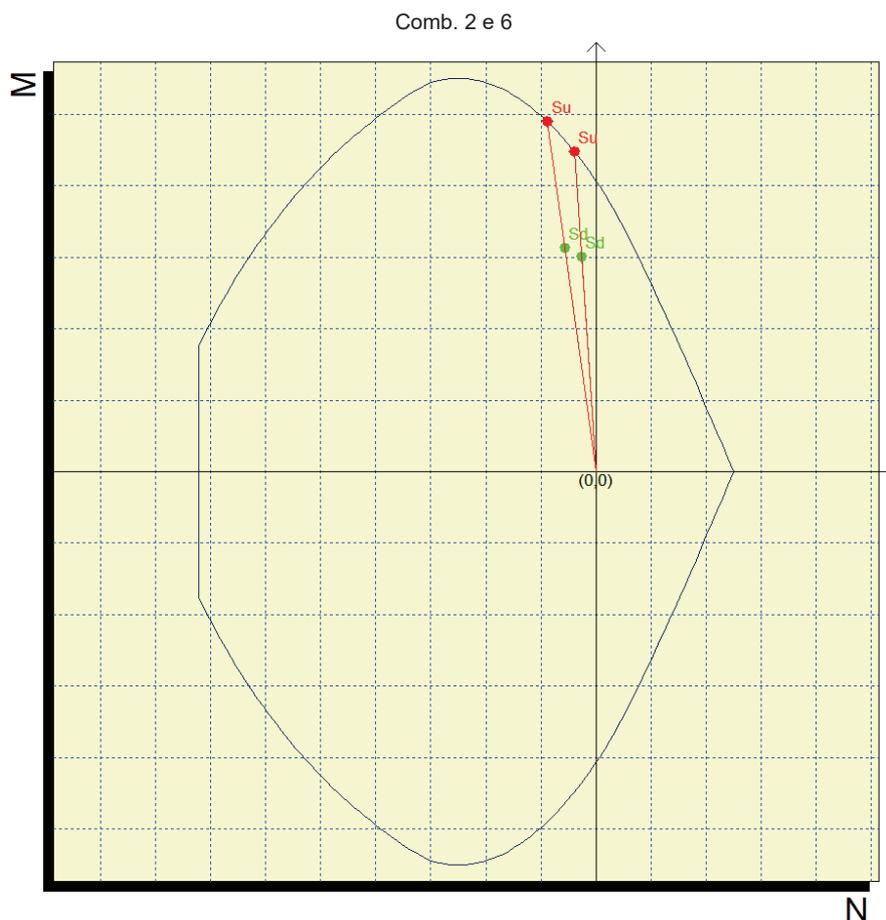


Figura 28: SLU/ECC – Calcolo del momento e del dominio di resistenza - Sezione tra -5.30 e -15.50 m

Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

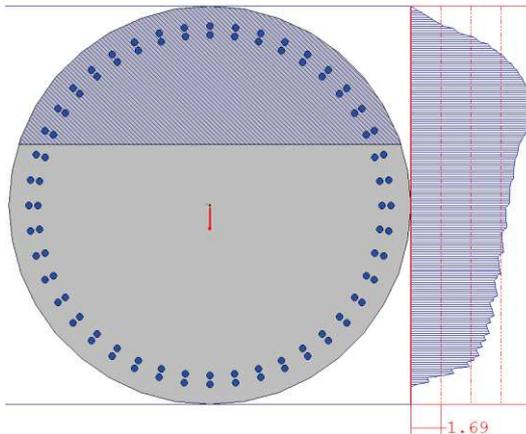
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwX [cm]	huX [cm]	bwY [cm]	huY [cm]	Asl,X [cmq]	Asl,Y [cmq]
2	-125268400	0.0	-562096	0.0	127284	76.89	142.51	76.89	140.12	123.2	123.2
6	-120178200	0.0	-264379	0.0	162592	76.89	142.51	76.89	140.12	123.2	123.2

Verifiche a taglio

Comb	AswX [cmq/m]	AswY [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cmq]	f_{ck} [daN/cmq]	γ_c	f_{ywk} [daN/cmq]	γ_s	Vrd,X [daN]	Vrd,Y [daN]	
2	15.1	15.1	-22.2	415.0	1.5	4500.0	1.15	207355.9	203880.6	Armatura a taglio sufficiente
6	15.1	15.1	-10.4	415.0	1.5	4500.0	1.15	207355.9	203880.6	Armatura a taglio sufficiente

Acls = 25317.9
 $\sigma_{cp} = -22.2$
 $f_{ck} = 415$, $f_{ywk} = 4500$

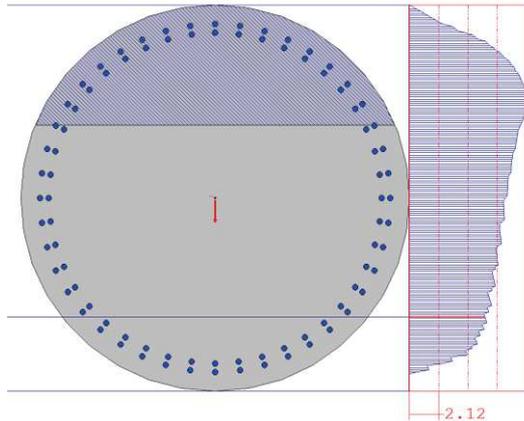
$\gamma_{c,c} = 1.5$
 $\alpha_{facc} = 0.85$
 $\gamma_{s,s} = 1.05$
 $\cotg(\theta_X) = 2.5$
 $\cotg(\theta_Y) = 2.5$
 $\phi_{staffeX} = 12$
 Numero bracciX = 2
 Passo staffeX = 15
 Area staffeX = 15.0796 cmq/m
 $\phi_{staffeY} = 12$
 Numero bracciY = 2
 Passo staffeY = 15
 Area staffeY = 15.0796 cmq/m
 $b_{wX} = 76.89$, $h_{uX} = 142.6$
 $b_{wY} = 76.89$, $h_{uY} = 140.21$
 $Asl,X = 123.15$
 $Asl,Y = 123.15$
 $T_x = 0$, $T_y = 127284$



Resistenza a taglio senza armature
 $V_{cdX} = 101598.47$
 $V_{cdY} = 100406.03$
 $T_x/V_{cdX} + T_y/V_{cdY} = 1.27 > 1$
 E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
 $V_{rd,max,X} = 437883.69$
 $V_{rd,max,Y} = 430544.68$
 $T_x/V_{rd,max,X} + T_y/V_{rd,max,Y} = 0.3 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione x
 $V_{rdsX} = 207355.89$
 $T_x/V_{rdsX} = 0 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione y
 $V_{rdsY} = 203880.57$
 $T_y/V_{rdsY} = 0.62 < 1$

Combinazione 2



Acls = 25317.9
sigma,cp = -10.44
fck = 415 , fywk = 4500

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.05
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 15
Area staffeX = 15.0796 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 15
Area staffeY = 15.0796 cmq/m
bwX = 76.89 , huX = 142.6
bwY = 76.89 , huY = 140.21
Asl,X = 123.15
Asl,Y = 123.15
Tx = 0 , Ty = 162592

Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 82258.46
VcdY = 81390.17
 $Tx/VcdX + Ty/VcdY = 2 > 1$
E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 417876.79
Vrd,max,Y = 410873.1
 $Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.4 \leq 1$
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 207355.89
 $Tx/VrsdX = 0 \leq 1$
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 203880.57
 $Ty/VrsdY = 0.8 < 1$

Combinazione 6

Figura 29: SLU/ECC– Calcolo taglio resistente - Sezione tra -5.30 e -15.50 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 40 = 24 \text{ MPa (240 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa (180 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
10 RARA	-92856500	0	-481171	-234.1	2628.6
18 Q.P.	-90210900	0	-440399	-155.2	2880.9

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

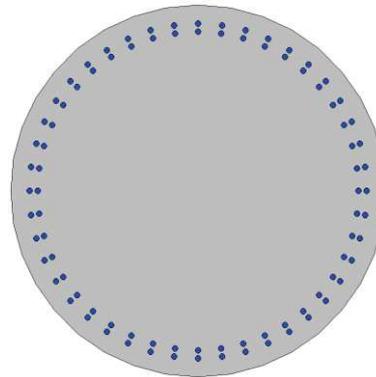
Verifiche a fessurazione

Le verifiche di fessurazione non vengono eseguite in quanto il palo in calcestruzzo è protetto dalla camicia in acciaio, il cui calcolo della perdita di spessore per la corrosione è illustrato nell'apposito paragrafo

9.2.1.3 Sezione tra -15.50 e -23.80 m

Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 1800 mm
 Armatura anello esterno: 44 \varnothing 28
 Armatura anello interno: 44 \varnothing 24
 Staffe: 2 braccia \varnothing 12/150
 Copriferro netto su staffa: 60 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV – ECC

	M_x	M_y	N	c.s.	c.s. (N=cost)	
SLU-SLV (3)	-80356600		0	-663269	2.250266	1.93742
ECC (7)	-120365400		0	-265522	1.170899	1.153679

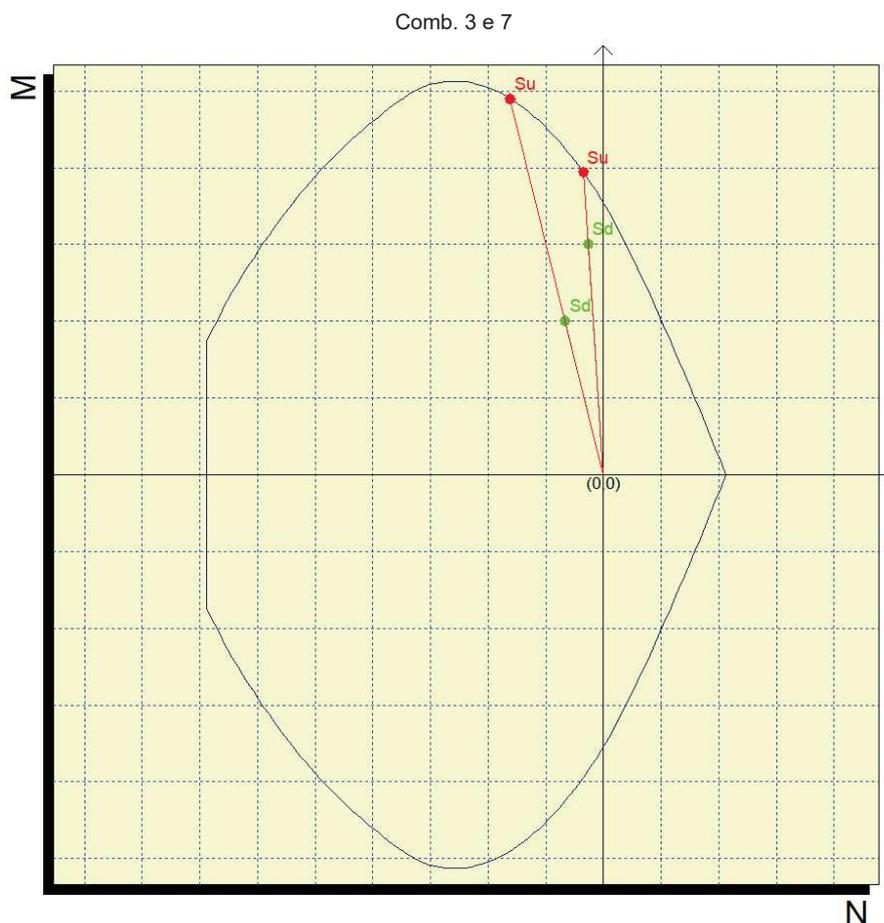


Figura 30: SLU/ECC – Calcolo del momento e del dominio di resistenza - Sezione tra -15.50 e -23.80 m

Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

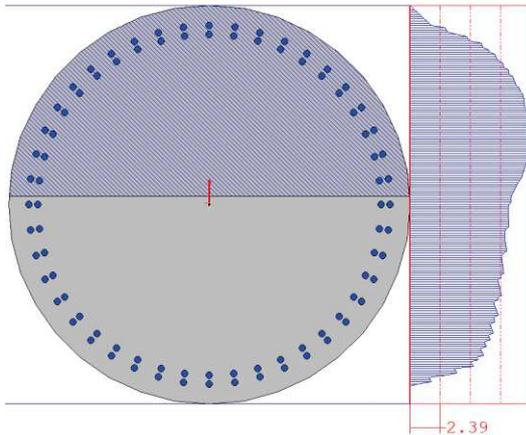
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwx [cm]	hux [cm]	bwy [cm]	huy [cm]	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
3	-80356600	0.0	-663269	0.0	185613.0	72.6	143.33	72.6	140.9	108.5	108.5
7	-120365400	0.0	-265522	0.0	110143.0	72.6	143.33	72.6	140.9	108.5	108.5

Verifiche a taglio

Comb	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cmq]	f_{ck} [daN/cmq]	γ_c	f_{ywk} [daN/cmq]	γ_s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
3	15.1	15.1	-26.2	415.0	1.5	4500.0	1.15	190294.1	187067.9	Armatura a taglio sufficiente
7	15.1	15.1	-10.5	415.0	1.5	4500.0	1.15	190294.1	187067.9	Armatura a taglio sufficiente

Acls = 25317.9
sigma,cp = -26.2
fck = 415 , fywk = 4500

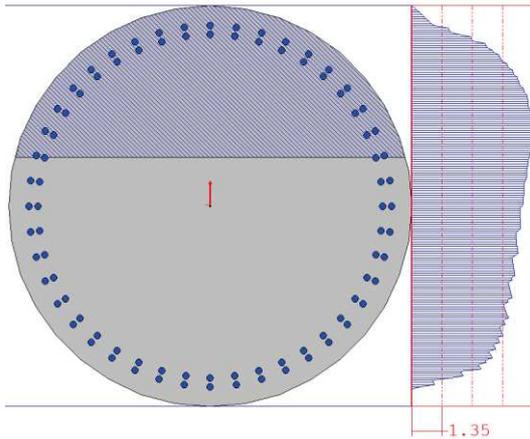
gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 15
Area staffeX = 15.0796 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 15
Area staffeY = 15.0796 cmq/m
bwX = 72.6 , huX = 143.33
bwY = 72.6 , huY = 140.9
Asl,X = 108.45
Asl,Y = 108.45
Tx = 0 , Ty = 185613



Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 101095.29
VcdY = 99858.62
 $Tx/VcdX + Ty/VcdY = 1.86 > 1$
E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 422021.42
Vrd,max,Y = 414866.52
 $Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.45 \leq 1$
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 190294.13
 $Tx/VrsdX = 0 \leq 1$
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 187067.91
 $Ty/VrsdY = 0.99 < 1$

Combinazione 3



Acls = 25317.9
sigma,cp = -10.49
fck = 415 , fywk = 4500

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 15
Area staffeX = 15.0796 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 15
Area staffeY = 15.0796 cmq/m
bwX = 72.6 , huX = 143.33
bwY = 72.6 , huY = 140.9
Asl,X = 108.45
Asl,Y = 108.45
Tx = 0 , Ty = 110143

Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 76573.96
VcdY = 75753.01
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 1.45 > 1
E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 396654.52
Vrd,max,Y = 389929.68
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.28 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 190294.13
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 187067.91
Ty/VrsdY = 0.59 < 1

Combinazione 7

Figura 31: SLU/ECC– Calcolo taglio resistente - Sezione tra -15.50 e -23.80 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 40 = 24 \text{ MPa (240 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa (180 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
11 RARA	-64206800	0	-488076	-180.7	1664.9
19 Q.P.	-53365400	0	-444469	-99.6	1546.9

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Le verifiche di fessurazione non vengono eseguite in quanto il palo in calcestruzzo è protetto dalla camicia in acciaio, il cui calcolo della perdita di spessore per la corrosione è illustrato nell'apposito paragrafo

9.2.1.4 Sezione tra -23.80 e -35.00 m

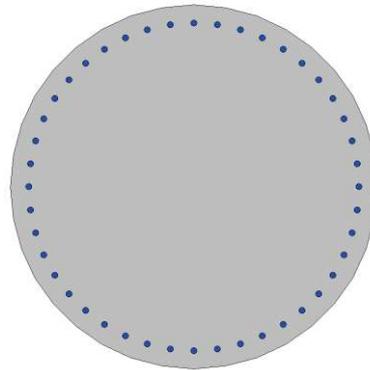
Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 1800 mm

Armatura anello esterno: 44 \varnothing 24

Staffe: 2 braccia \varnothing 12/200

Copriferro netto su staffa: 60 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV – ECC

	M_x	M_y	N	c.s.	c.s. (N=cost)	
SLU-SLV (4)	62468700		0	-422181	1.131339	1.0802
ECC (8)	-54189700		0	-205723	1.000311	1.000293

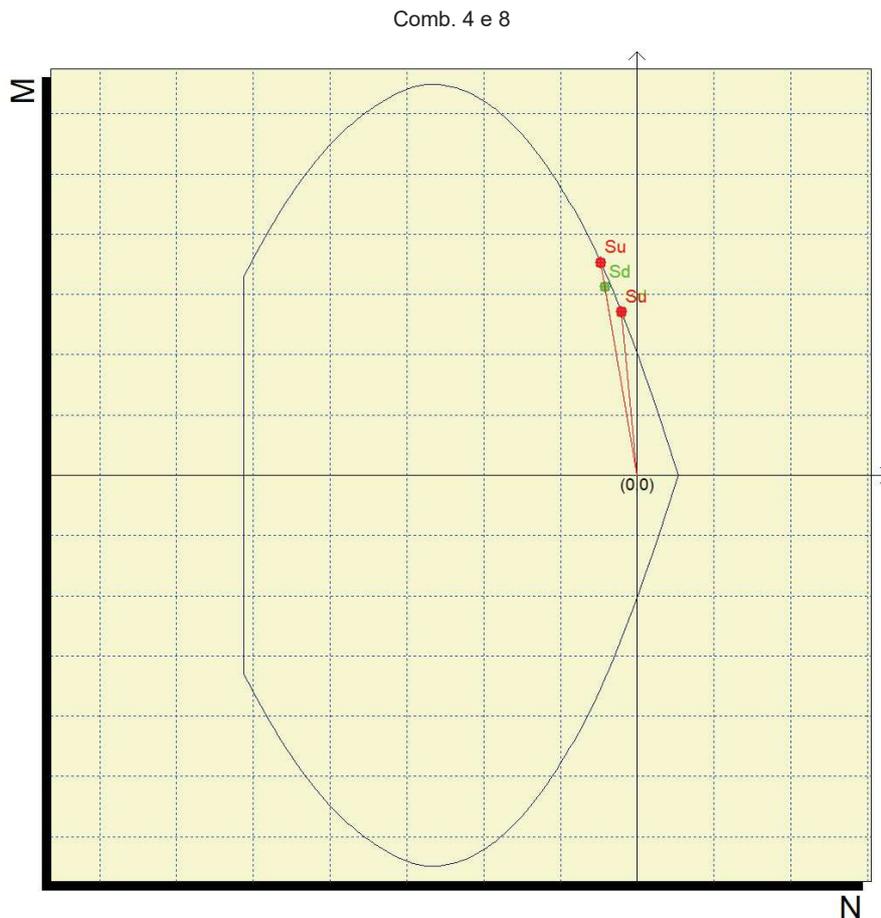


Figura 32: SLU/ECC – Calcolo del momento e del dominio di resistenza - Sezione tra -23.80 e -35.00 m

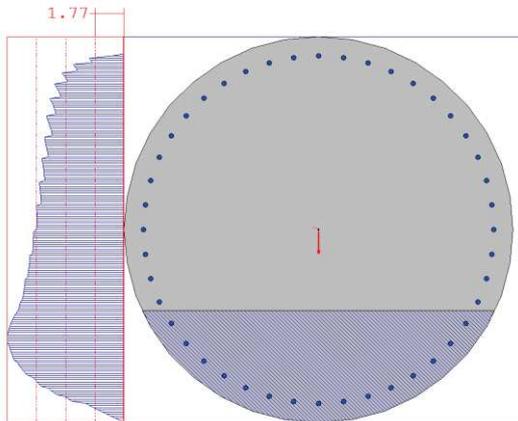
Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bw _x [cm]	hu _x [cm]	bw _y [cm]	hu _y [cm]	Asl _x [cmq]	Asl _y [cmq]
4	62468700	0.0	-422181.0	0.0	130223	76.89	143.93	76.89	141.48	67.7	67.7
8	-54189700	0.0	-205723.0	0.0	93001	76.89	143.93	76.89	141.48	67.7	67.7

Verifiche a taglio

Comb	Asw _x [cmq/m]	Asw _y [cmq/m]	σ _{cp} [daN/cm ²]	f _{ck} [daN/cm ²]	γ _c	f _{ywk} [daN/cm ²]	γ _s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
4	15.4	15.4	-16.7	400.0	1.5	3913.0	1.15	169625.8	166738.4	Armatura a taglio sufficiente
8	15.4	15.4	-8.1	400.0	1.5	3913.0	1.15	169625.8	166738.4	Armatura a taglio sufficiente



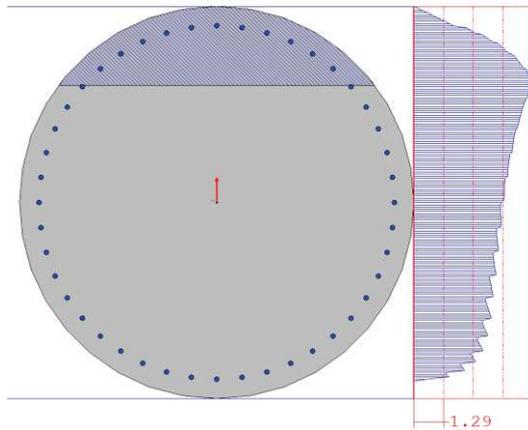
Acl_s = 25317.9
 sigma_{cp} = -16.68
 f_{ck} = 400 , f_{ywk} = 3913

gamma_c = 1.5
 Alfacc = 0.85
 gamma_s = 1.15
 cotg(theta_X) = 2.5
 cotg(theta_Y) = 2.5
 ø staffe_X = 12
 Numero bracci_X = 2
 Passo staffe_X = 15
 Area staffe_X = 15.0796 cmq/m
 ø staffe_Y = 12
 Numero bracci_Y = 2
 Passo staffe_Y = 15
 Area staffe_Y = 15.0796 cmq/m
 bw_X = 76.89 , hu_X = 143.93
 bw_Y = 76.89 , hu_Y = 141.48
 Asl_X = 34.56
 Asl_Y = 34.56
 Tx = 0 , Ty = 130223

Resistenza a taglio senza armature
 Vcd_X = 69980.03
 Vcd_Y = 69125.35
 Tx/Vcd_X + Ty/Vcd_Y = 1.88 > 1
 E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
 Vrd,max,X = 417869.46
 Vrd,max,Y = 410756.42
 Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.32 <= 1
 Resistenza staffe in direzione x
 Vrsd_X = 166164.01
 Tx/Vrsd_X = 0 <= 1
 Resistenza staffe in direzione y
 Vrsd_Y = 163335.54
 Ty/Vrsd_Y = 0.8 < 1

Combinazione 4



Acls = 25317.9
sigma,cp = -8.13
fck = 400 , fywk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 15
Area staffeX = 15.0796 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 15
Area staffeY = 15.0796 cmq/m
bwX = 76.89 , huX = 143.93
bwY = 76.89 , huY = 141.48
Asl,X = 34.56
Asl,Y = 34.56
Tx = 0 , Ty = 93001

Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 55787.55
VcdY = 55174.45
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 1.69 > 1
E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 403187.58
Vrd,max,Y = 396324.46
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.23 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 166164.01
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 163335.54
Ty/VrsdY = 0.57 < 1

Combinazione 8

Figura 33: SLU/ECC– Calcolo taglio resistente - Sezione tra -23.80 e -35.00 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 40 = 24 \text{ MPa (240 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa (180 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm²]
12 RARA	41591400	0	-414867	-167.9	2225.9
20 Q.P.	35684100	0	-368317	-107.9	2231.2

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Le verifiche di fessurazione non vengono eseguite in quanto il palo in calcestruzzo è protetto dalla camicia in acciaio, il cui calcolo della perdita di spessore per la corrosione è illustrato nell'apposito paragrafo

9.2.2 Verifiche strutturali travi di sommità

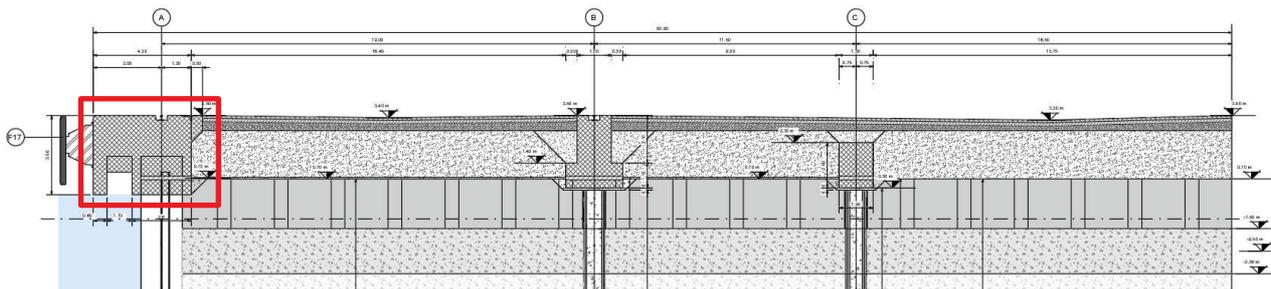


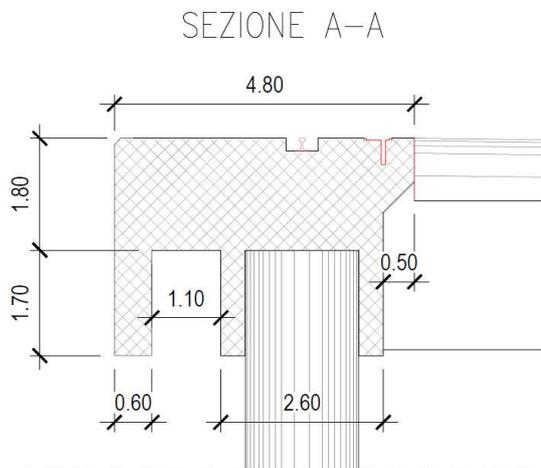
Figura 34: Key – Section.

Le verifiche saranno eseguite nel piano orizzontale in quanto le sollecitazioni sul piano verticale sono assorbite direttamente dalla parete combinata. Si considera il tratto di trave $L=25\text{m}$ tra due giunti, e i due tratti immediatamente adiacenti. Si calcolano le sollecitazioni considerando il momento ed il taglio (sul piano orizzontale) per una trave su suolo elastico alla Winkler con molla tale da simulare l'effettiva rigidità orizzontale del sistema trave-parete soggetto alle azioni orizzontali.

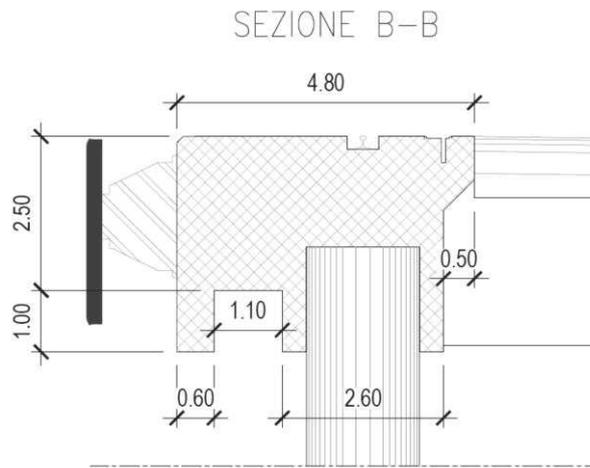
Le molle ottenute dall'analisi Plaxis si calcolano nella condizione di carico da urto (pressione di 255 kN/mq e spostamento medio orizzontale trave 0.15 m) e valgono:

$$K_w = 255/0.15 = 1700\text{ kN/m}^3$$

Per considerare le corrette rigidità le sezioni sono modellate quasi per intero, compreso il contributo della parte di ancoraggio della parete combinata ma al netto della parete frontale schermante e della parte dietro la canale passacavi, come schematizzato nel seguito:



Sezione modellata:



Sezione modellata:

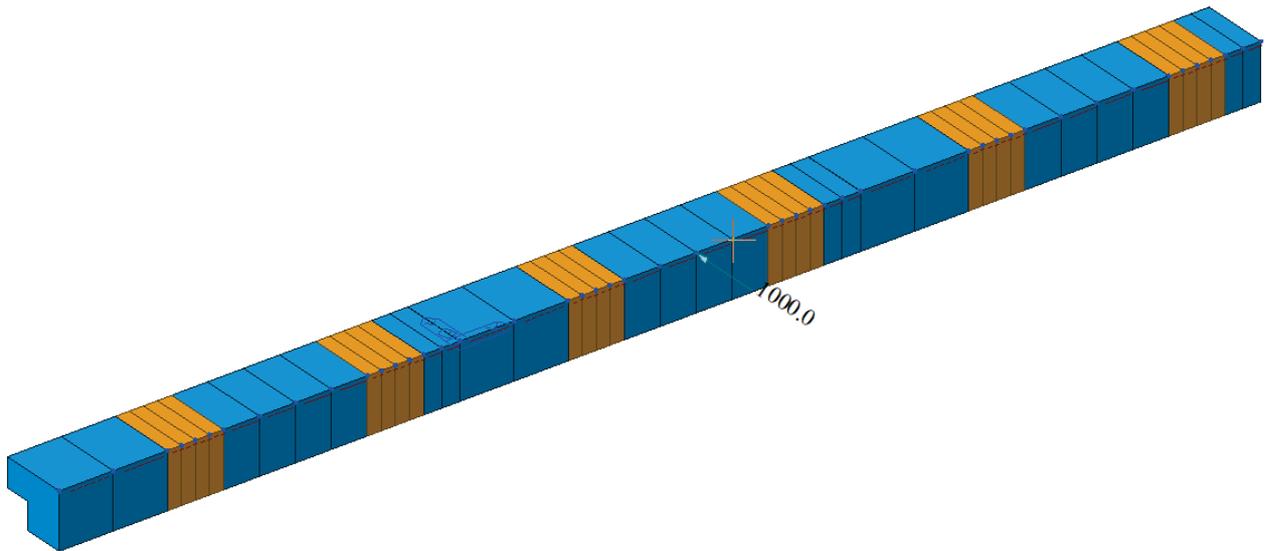
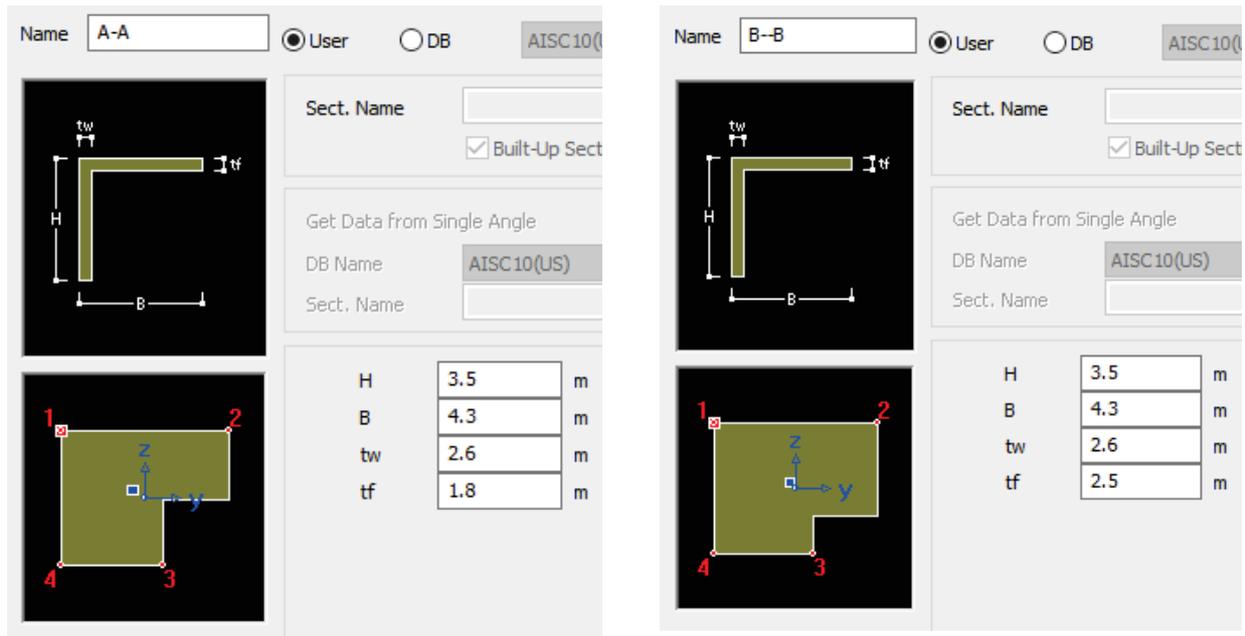


Figura 35: Immagine del modello di calcolo con tiro bitta

Le forze applicate sul solo tratto di trave centrale (ipotesi a favore di sicurezza, per massimizzare le sollecitazioni sui giunti e sulla trave), sono:

- Urto: forza distribuita orizzontale di $255 \times 3.5 = 892.5$ kN/m
- Forza di accosto sui parabordi: 2 forze orizzontali da 1484 kN
- Tiro bitta: 1 forza orizzontale da 1000 kN

9.2.2.1 Diagrammi delle sollecitazioni

Si riportano i diagrammi (in SLE) delle sollecitazioni di taglio e momento flettente sul piano orizzontale.

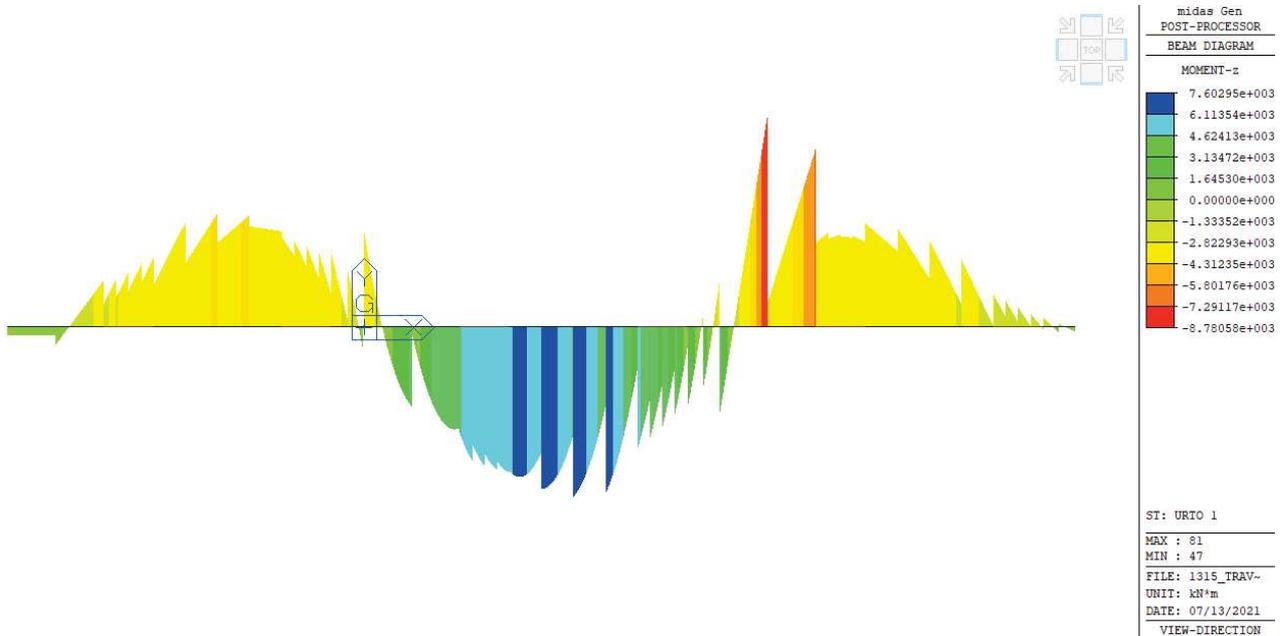


Figura 36: Diagramma momento flettente - Urto

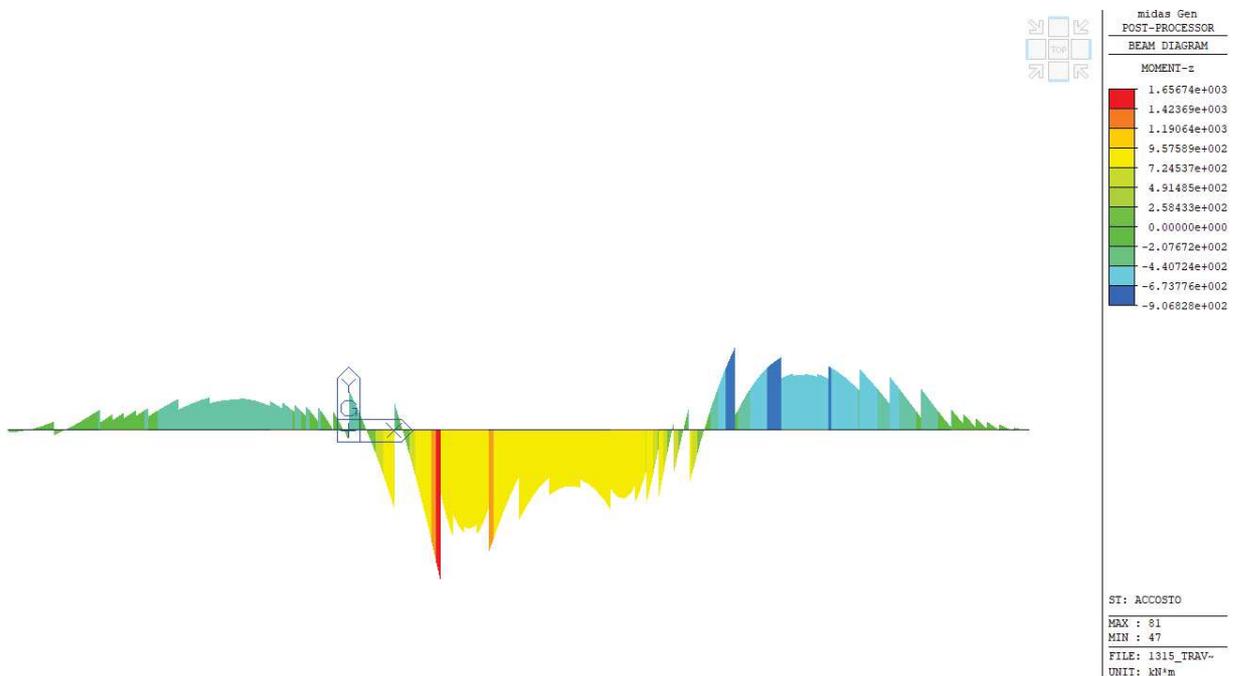


Figura 37: Diagramma momento flettente - Accosto

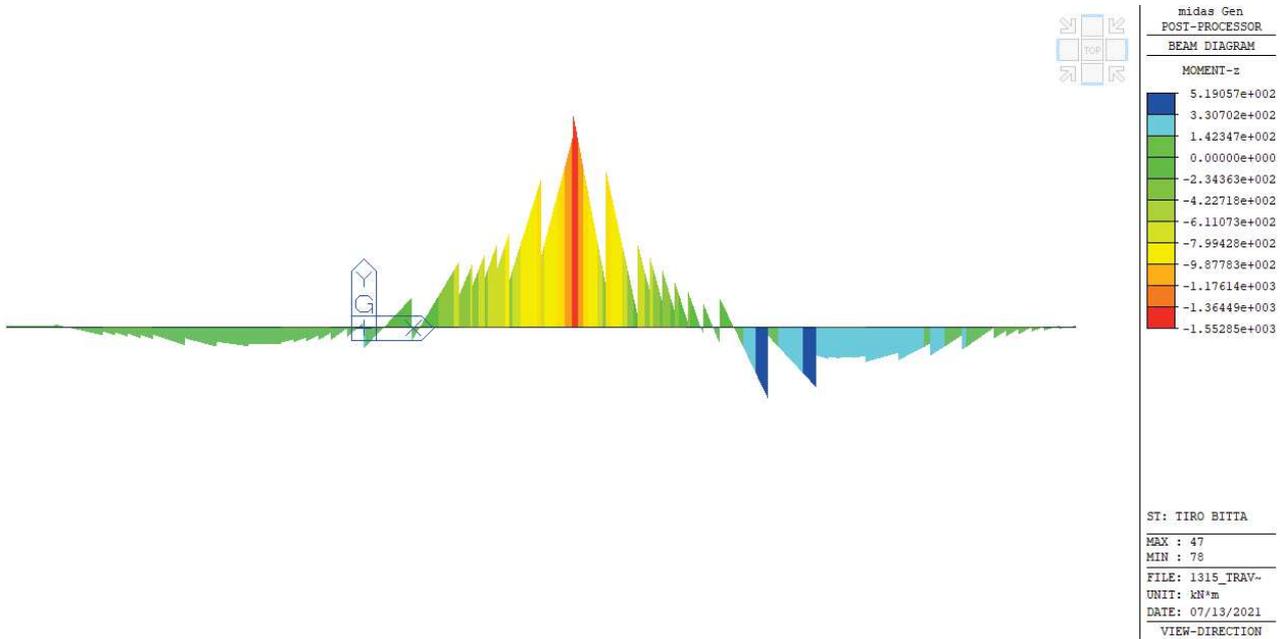


Figura 38: Diagramma momento flettente – Tiro bitta

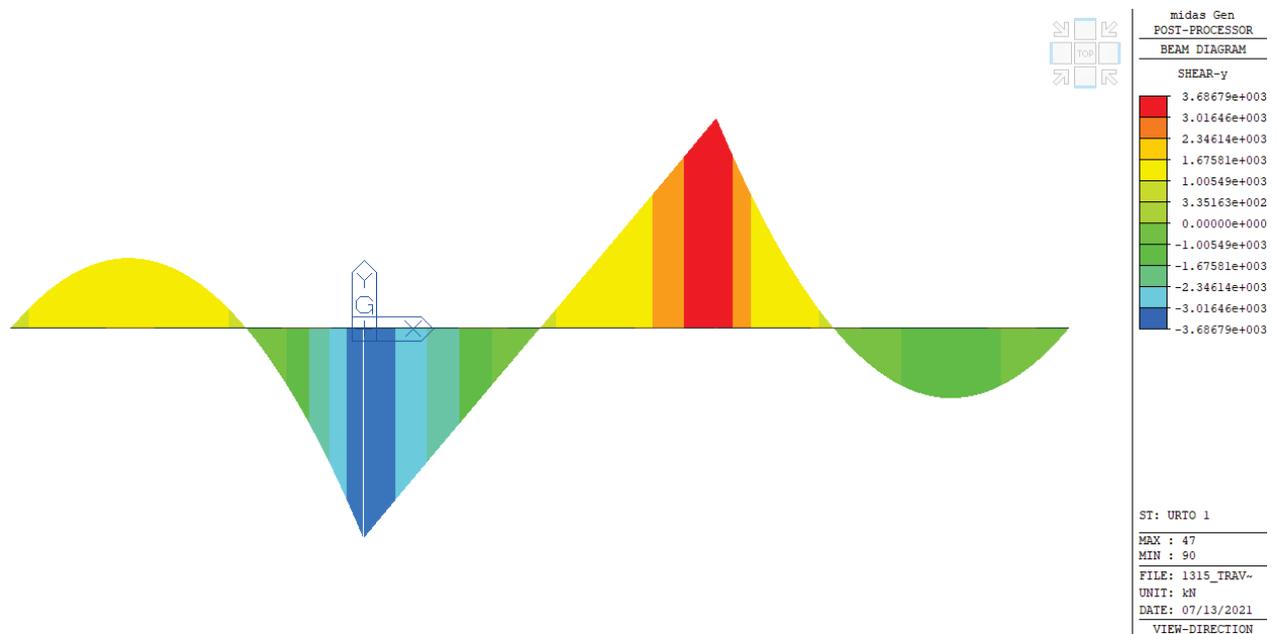


Figura 39: Diagramma taglio - Urto

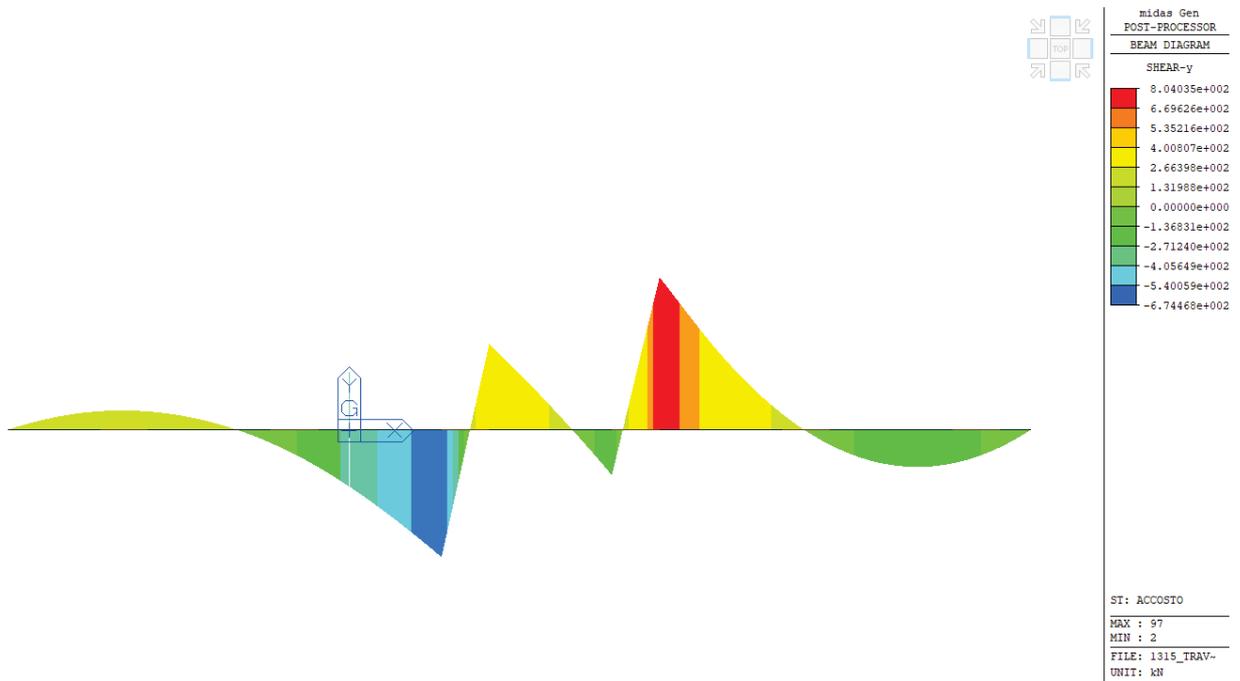


Figura 40: Diagramma taglio - Accosto

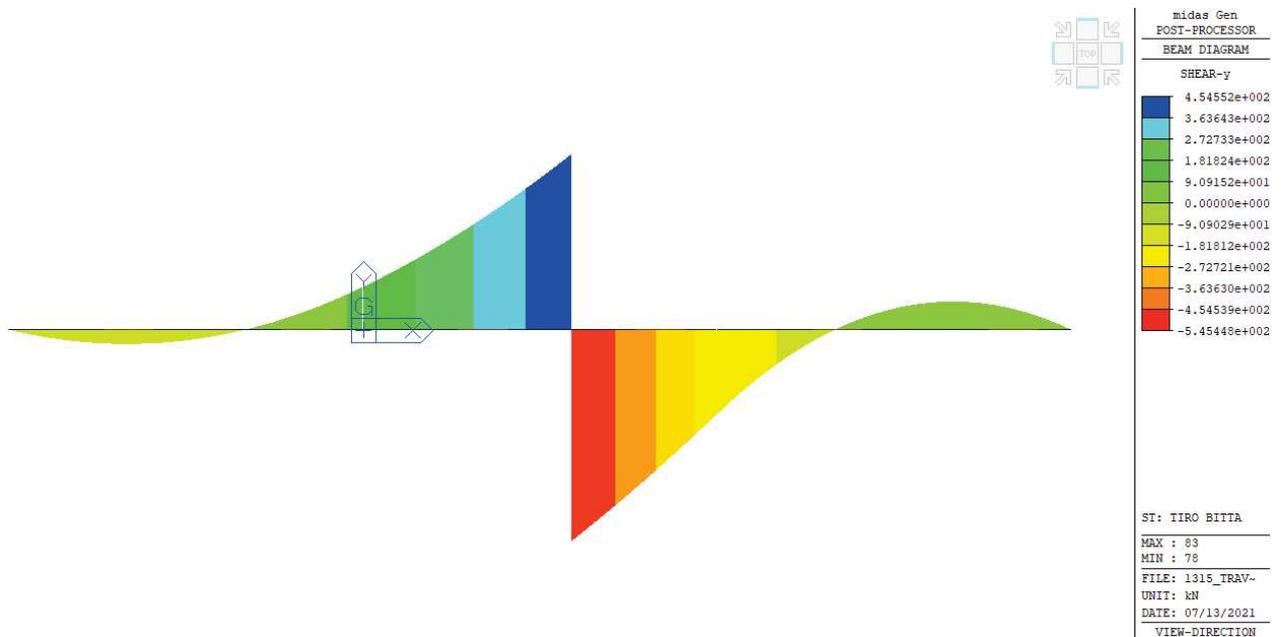


Figura 41: Diagramma taglio – Tiro bitte

9.2.2.2 Verifiche sezioni A-A e C-C

L'armatura longitudinale delle sezioni è rappresentata da $\phi 16/200$ disposti in modo uniforme sul perimetro. Si riportano nel seguito le verifiche:

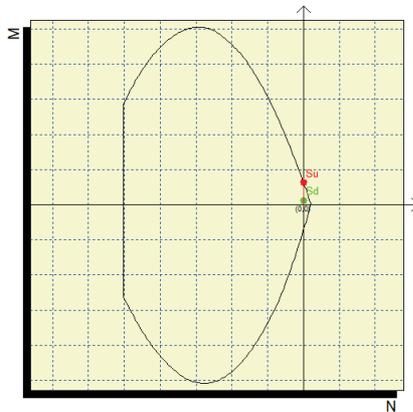
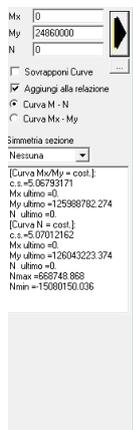
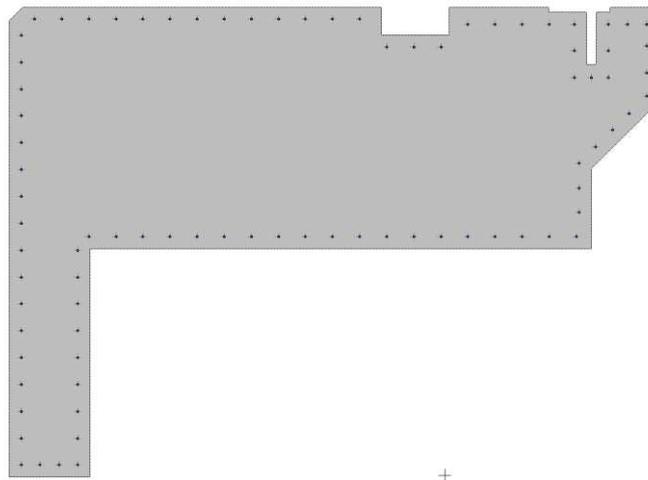
Verifiche a flessione in SLU

Armatura diffusa $1\phi 16/200$

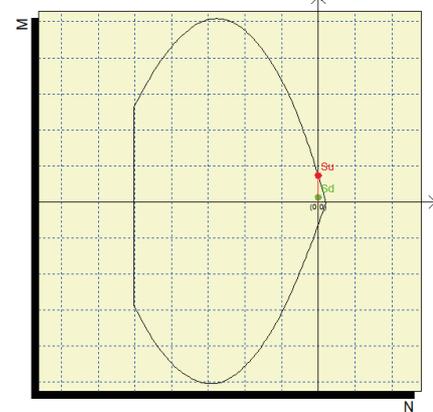
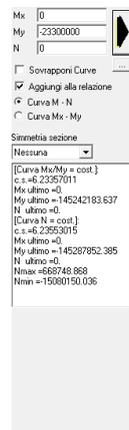
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = $1657 \times 1.5 = 2486$ kNm

Msd (-) = $-1553 \times 1.5 = -2330$ kNm



c.s. = 5.06 > 1



c.s. = 6.23 > 1

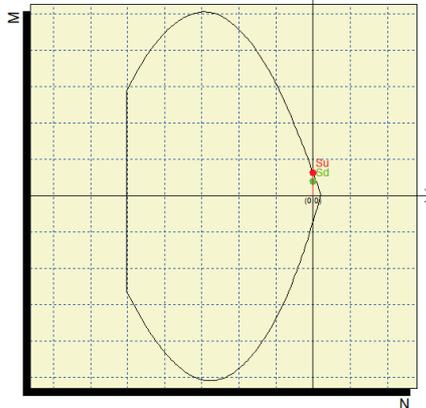
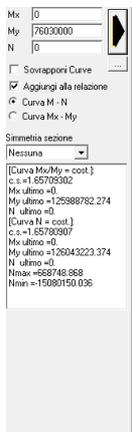
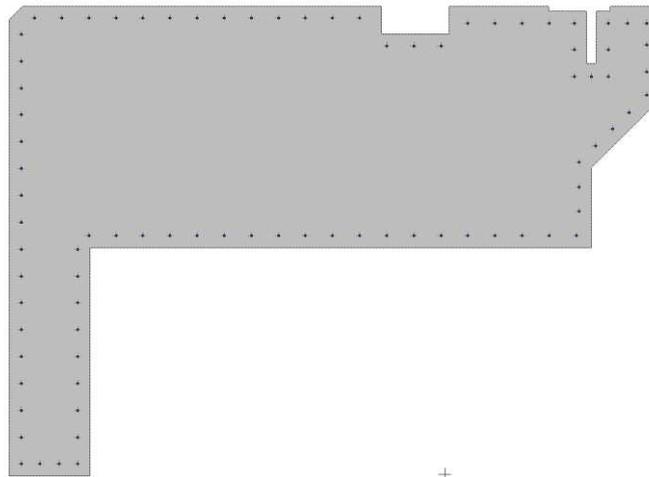
Verifiche a flessione in combinazione ECC

Armatura diffusa $1\phi 16/200$

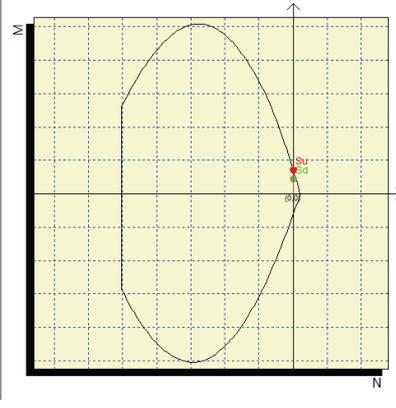
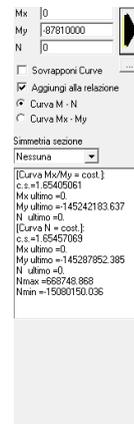
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = 7603 kNm

Msd (-) = -8781 kNm



c.s. = 1.98 > 1



c.s. = 1.65 > 1

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa (157.5 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

$$M_{sd} (+) = 1657 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} (-) = -1553 \text{ kNm}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	$\sigma_{c,max}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{s,max}$ (daN/cm ²)
1	0	16570000	0	-9.4	715.8
2	0	-15530000	0	-12.1	715.3

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

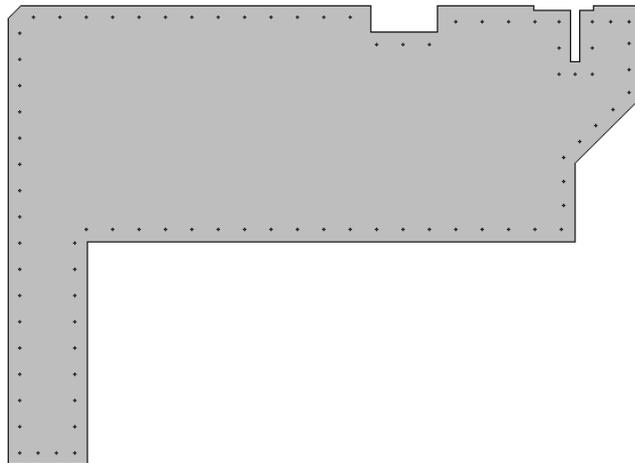
Le sollecitazioni massime in SLE sono:

Msd (+) = 1713 kNm

Msd (-) = -559 kNm

Si riporta il risultato della verifica a fessurazione nella combinazione di carico più gravosa:

Mx	0		
My	16570000		
N	0		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	1
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	1		
K 2	1		
fct	32.1		
fct,sr	32.1		
Copriferro	<input type="checkbox"/>		
Interferro	<input type="checkbox"/>		
fck	300		
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2			
<input checked="" type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Sezione non fessurata Sigma c max < fctd Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1 Mx = 0.0 daNcm My = 188112807.4 daNcm N = 0.0 daN Eps,max acciaio = 0.00002			



La sezione risulta non fessurata.

Verifiche a taglio in SLU

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 4.3 x1.6 m, armata con staffe Ø16/200. La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$V_{sd,SLU} = 1.5 \times 804 = 1206 \text{ kN}$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)							
DATI INIZIALI SEZIONE							
B=	1600	mm	(base sezione)		Armatura tesa :		
H=	4300	mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	9	φ 16 As
Cl:	C35/45		γcls= 1.5		Arm. 2:	0	φ 16 1810
fy=	450	MPa	γacc= 1.15		Arm. 3:	0	φ 16 mmq
fcd=	19.83	MPa			Armatura compressa :		
fyd=	391.3	MPa			Arm. 1:	9	φ 16 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	0	φ 16 1810
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0	φ 16 mmq
VEd=	1206	kN			Staffe φ	16	passo: 200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	2	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)							
fck=	35	MPa	d=	4216	mm	k=	1.218
vmin=	0.278		ρ1=	0.000		σcp=	0.000 Mpa
VRd=	1877.1	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO				
Narm=	708.1	kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi				

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	7426.18 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd=	7426.18 kN	>VEd: VERIFICATO
VRcd=	20835.06 kN	(resistenza della biella di cls)			

Verifiche a taglio in combinazione ECC

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 4.3 x1.6 m, armata con staffe $\phi 16/200$. La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$$V_{sd,ECC} = 3687 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)					
DATI INIZIALI SEZIONE					
B=	1600 mm	(base sezione)	Armatura tesa :		
H=	4300 mm	(altezza sezione)	Arm. 1:	9 ϕ	16 As
Cls:	C35/45	$\gamma_{cls}= 1.5$	Arm. 2:	0 ϕ	16 1810
$f_y=$	450 MPa	$\gamma_{acc}= 1.15$	Arm. 3:	0 ϕ	16 mmq
$f_{cd}=$	19.83 MPa		Armatura compressa :		
$f_{yd}=$	391.3 MPa		Arm. 1:	9 ϕ	16 A's
c=	60 mm	(ricoprimento staffe)	Arm. 2:	0 ϕ	16 1810
Sollecitazioni:			Arm. 3:	0 ϕ	16 mmq
VEd=	3687 kN		Staffe ϕ	16	passo: 200 mm
N=	0 kN	(positivo: trazione)	N° braccia:	2	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)					
$f_{ck}=$	35 MPa	$d=$	4216 mm	$k=$	1.218
$v_{min}=$	0.278	$\rho_1=$	0.000	$\sigma_{cp}=$	0.000 Mpa
VRd=	1877.1 kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO			
Narm=	708.1 kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi			
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	7426.18 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd=	7426.18 kN	>VEd: VERIFICATO
VRcd=	20835.06 kN	(resistenza della biella di cls)			

9.2.2.3 Verifiche sezione B-B

Le armature della sezione B-B sono le stesse della sezione A-A e C-C:

- Armatura diffusa $1\phi 16/200$ sul perimetro
- Staffe $\phi 16/200$

Le sollecitazioni massime sono le stesse della sezione A-A e C-C, ma la sezione ha dimensioni maggiori. Le verifiche quindi sono implicitamente soddisfatte.

9.2.2.4 Verifiche sezione D-D

L'armatura longitudinale delle sezioni è rappresentata da $\phi 16/200$ disposti in modo uniforme sul perimetro. Si riportano nel seguito le verifiche:

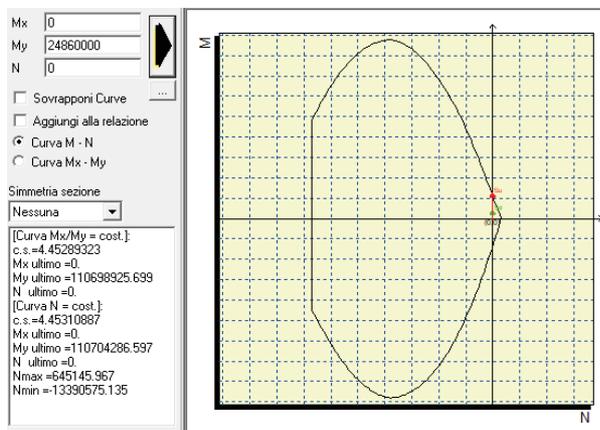
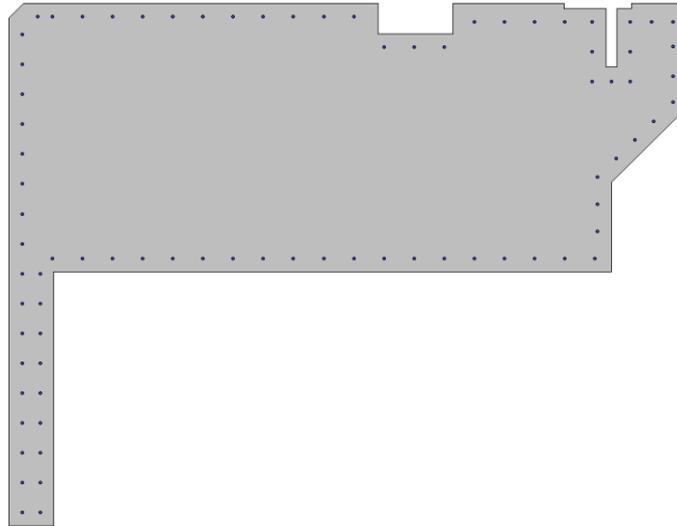
Verifiche a flessione in SLU

Armatura diffusa $1\phi 16/200$

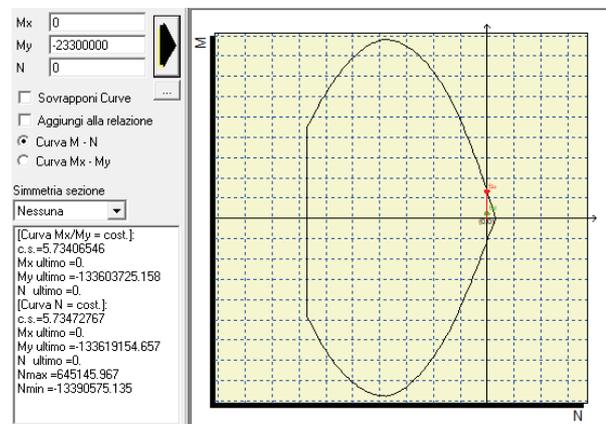
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = $1657 \times 1.5 = 2486$ kNm

Msd (-) = $-1553 \times 1.5 = -2330$ kNm



c.s. = 4.45 > 1



c.s. = 5.73 > 1

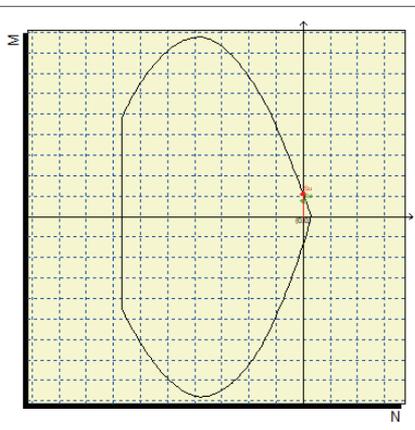
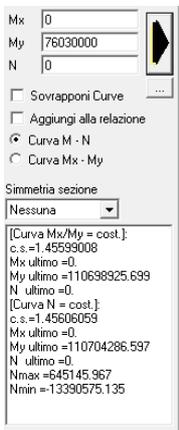
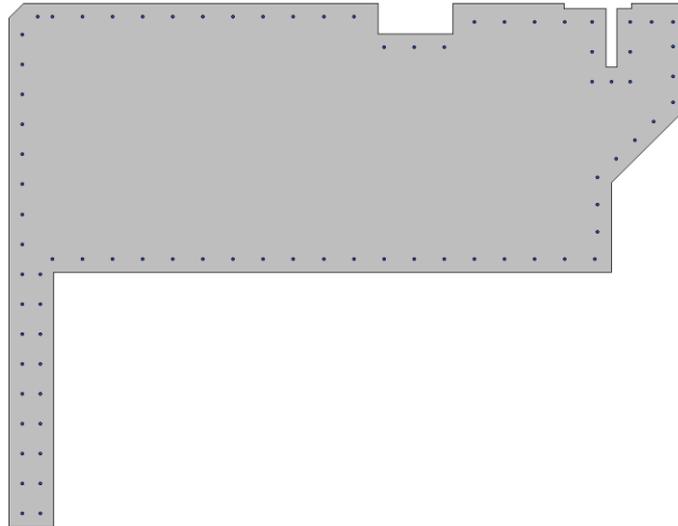
Verifiche a flessione in combinazione ECC

Armatura diffusa $1\phi 16/200$

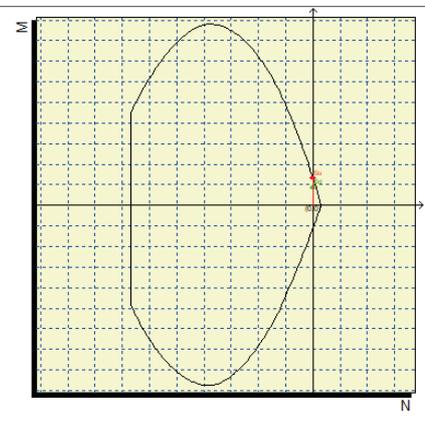
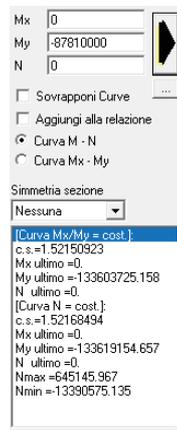
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = 7603 kNm

Msd (-) = -8781 kNm



c.s. = 1.46 > 1



c.s. = 1.52 > 1

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa (157.5 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

$$M_{sd} (+) = 1657 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} (-) = -1553 \text{ kNm}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	$\sigma_{c,max}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{s,max}$ (daN/cm ²)
1	0	16570000	0	-10.8	799.4
2	0	-15530000	0	-13.0	753.6

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

Msd (+) = 1657 kNm

Msd (-) = -1553 kNm

Si riporta il risultato della verifica a fessurazione nella combinazione di carico più gravosa:

Mx: 0

My: 16570000

N: 0

Es/Ec: 15 Molt. diametro: 7.5

Passo (cm): 0.5 Rid. zona tesa: 1

Beta 1: 1 Beta 2: 0.8

K 1: 1

K 2: 1

fct: 32.1

fct,sr: 32.1

Copri ferro: 0

Interferro: 0

fck: 400

DM 96 EC2

Aggiungici alla relazione

Sezione non fessurata
Sigma c max < fctd
Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
Mx = 0.0 daNcm
My = 168482560.8 daNcm
N = 0.0 daN
Eps,max acciaio = 0.000023

La sezione risulta non fessurata.

Verifiche a taglio in SLU

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 4.0 x 1.6 m, armata con staffe Ø16/200. La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$$V_{sd,SLU} = 1.5 \times 804 = 1206 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)					
DATI INIZIALI SEZIONE					
B=	1600	mm	(base sezione)		Armatura tesa :
H=	4000	mm	(altezza sezione)		Arm. 1: 9 ϕ 16 As
Cl:	C35/45		$\gamma_{cls} = 1.5$		Arm. 2: 0 ϕ 16 1810
fy=	450	MPa	$\gamma_{acc} = 1.15$		Arm. 3: 0 ϕ 16 mmq
fcd=	19.83	MPa			Armatura compressa :
fyd=	391.3	MPa			Arm. 1: 9 ϕ 16 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2: 0 ϕ 16 1810
Sollecitazioni:					Arm. 3: 0 ϕ 16 mmq
VEd=	1206	kN			Staffe ϕ 16 passo: 200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)		N° braccia: 2
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)					
fck=	35	MPa	d=	3916	mm
vmin=	0.281		$\rho_1 =$	0.000	
VRd=	1761.2	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Narm=	708.1	kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	6897.75 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 6897.75 kN >VEd: VERIFICATO		
VRcd=	19352.49 kN	(resistenza della biella di cls)			

Verifiche a taglio in combinazione ECC

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 4.3 x1.6 m, armata con staffe $\varnothing 16/200$. La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$$V_{sd,ECC} = 3687 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)					
DATI INIZIALI SEZIONE					
B=	1600 mm	(base sezione)	Armatura tesa :		
H=	4000 mm	(altezza sezione)			
Cls:	C35/45	$\gamma_{cls}=$ 1.5	Arm. 1:	9 ϕ	16 As
$f_y=$	450 MPa	$\gamma_{acc}=$ 1.15	Arm. 2:	0 ϕ	16 1810
$f_{cd}=$	19.83 MPa		Arm. 3:	0 ϕ	16 mmq
$f_{yd}=$	391.3 MPa		Armatura compressa :		
c=	60 mm	(ricoprimento staffe)	Arm. 1:	9 ϕ	16 A's
Sollecitazioni:			Arm. 2:	0 ϕ	16 1810
VEd=	3687 kN		Arm. 3:	0 ϕ	16 mmq
N=	0 kN	(positivo: trazione)	Staffe ϕ	16 passo:	200 mm
			N° braccia:	2	

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)					
$f_{ck}=$	35 MPa	$d=$	3916 mm	$k=$	1.226
$v_{min}=$	0.281	$\rho_1=$	0.000	$\sigma_{cp}=$	0.000 Mpa
VRd=	1761.2 kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO			
Narm=	708.1 kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi			

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	6897.75 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 6897.75 kN >VEd: VERIFICATO		
VRcd=	19352.49 kN	(resistenza della biella di cls)			

9.2.2.5 Verifica sezione con pozzetto panzerbelt

Trattandosi di un pozzetto di dimensioni significative, ossia 1x2.5x1.5 m, si esegue la verifica della sezione cautelativamente eliminando l'ingombro del pozzetto.

L'armatura longitudinale delle sezioni è rappresentata da $\phi 16/200$ disposti in modo uniforme sul perimetro ad eccezione del lato terra dove si dispongono $\phi 24/200$. Si riportano nel seguito le verifiche:

Verifiche a flessione in SLU

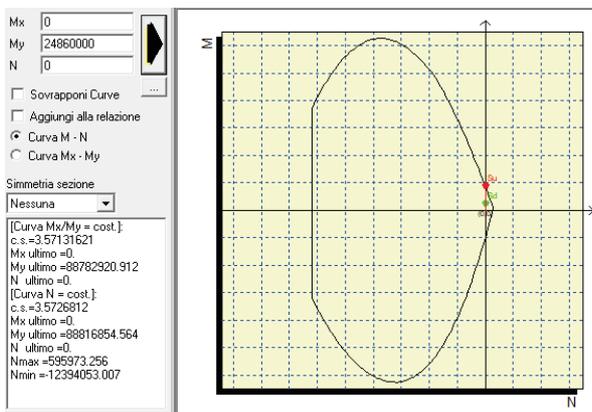
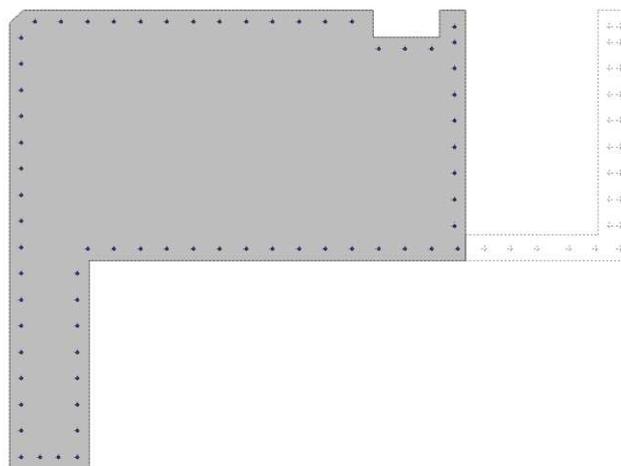
Armatura diffusa 1 $\phi 16/200$ inferiore, superiore e lato mare

Armatura diffusa 1 $\phi 24/200$ lato terra

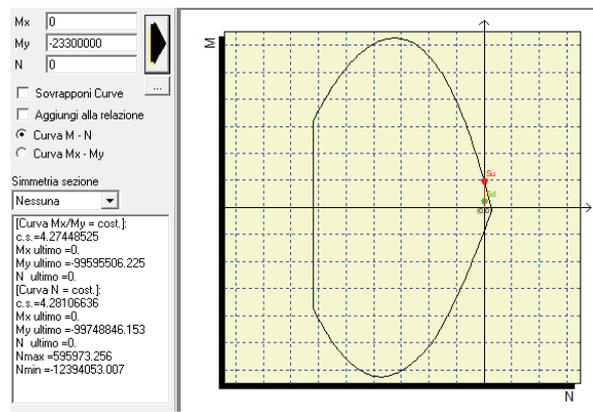
Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = 1657x1.5 = 2486 kNm

Msd (-) = -1553x1.5 = -2330 kNm



c.s. = 3.57 > 1



c.s. = 4.27 > 1

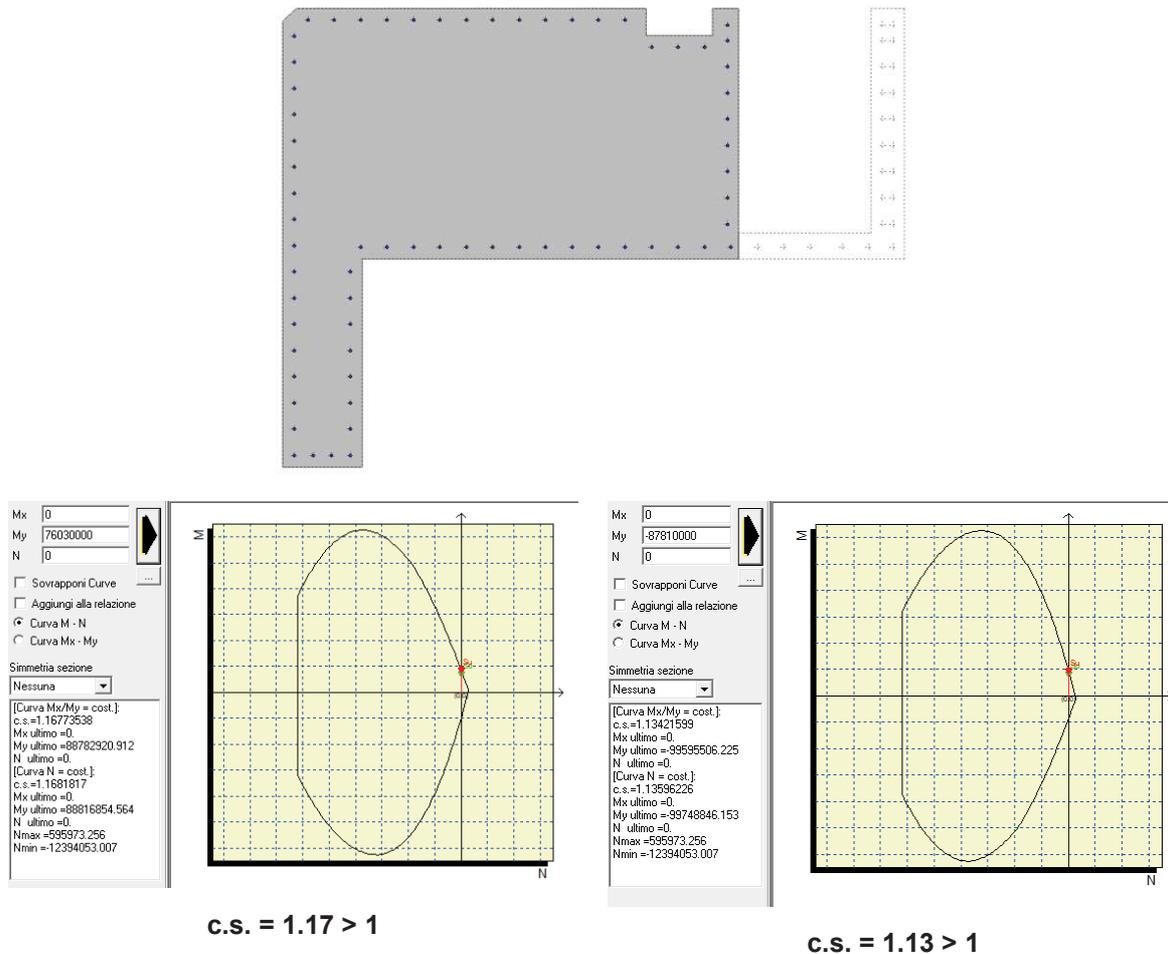
Verifiche a flessione in combinazione ECC

Armatura diffusa 1 $\phi 16/200$

Copriferro netto su staffa: 60 mm

Msd (+) = 7603 kNm

Msd (-) = -8781 kNm



Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa (157.5 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

$$M_{sd} (+) = 1657 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} (-) = -1553 \text{ kNm}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	$\sigma_{c,max}$ (daN/cm ²)	$\sigma_{s,max}$ (daN/cm ²)
1	0	16570000	0	-18.3	912.5
2	0	-15530000	0	-27.0	904.4

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Le sollecitazioni massime in SLE sono:

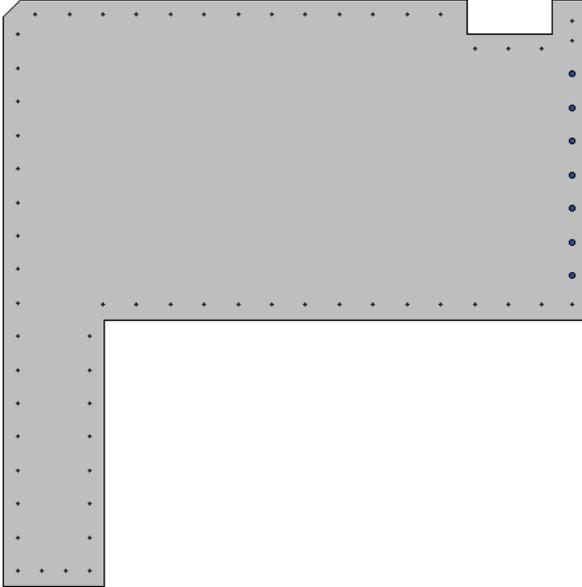
Msd (+) = 1657 kNm

Msd (-) = -1553 kNm

Si riporta il risultato della verifica a fessurazione nella combinazione di carico più gravosa:

Mx	0	
My	-15530000	
N	0	
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 1
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K 1	1	
K2	1	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	32.1	
fct,sr	32.1	
Copriferro	0	<input type="checkbox"/>
Interferro	0	<input type="checkbox"/>
fck	350	
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2		
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		

Sezione non fessurata
Sigma c max < fctd
Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
Mx = 0.0 daNcm
My = -122328324.7 daNcm
N = 0.0 daN
Eps,max acciaio = 0.000029



La sezione risulta non fessurata.

Verifiche a taglio in SLU

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 3.45 x1.6 m, armata con staffe Ø16/200. La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$$V_{sd,SLU} = 1.5 \times 804 = 1206 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)								
DATI INIZIALI SEZIONE								
B=	1600	mm	(base sezione)		Armatura tesa :			
H=	3450	mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	9	φ	16 As
Cl:	C35/45		γ _{cls} =	1.5	Arm. 2:	0	φ	16 1810
f _y =	450	MPa	γ _{acc} =	1.15	Arm. 3:	0	φ	16 mmq
f _{cd} =	19.83	MPa			Armatura compressa :			
f _{yd} =	391.3	MPa			Arm. 1:	9	φ	16 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	0	φ	16 1810
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0	φ	16 mmq
V _{Ed} =	1206	kN			Staffe φ	16	passo:	200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	2		
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)								
f _{ck} =	35	MPa	d=	3366	mm	k=	1.244	
v _{min} =	0.287		ρ ₁ =	0.000		σ _{cp} =	0.000	Mpa
V _{Rd} =	1546.8	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO					
N _{arm} =	708.1	kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi					

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	5928.97 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 5928.97 kN >VEd: VERIFICATO		
VRcd=	16634.44 kN	(resistenza della biella di cls)			

Verifiche a taglio in combinazione ECC

A favore di sicurezza, si considera la sezione rettangolare inscritta nella sezione reale, di dimensioni 3.45 x1.6 m, armata con staffe $\varnothing 16/200$. La massima sollecitazione di taglio orizzontale allo SLU vale:

$$V_{sd,ECC} = 3687 \text{ kN}$$

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)								
DATI INIZIALI SEZIONE								
B=	1600 mm	(base sezione)			Armatura tesa :			
H=	3450 mm	(altezza sezione)			Arm. 1:	9 ϕ	16	As
Cls:	C35/45	$\gamma_{cls}=$	1.5		Arm. 2:	0 ϕ	16	1810
$f_y=$	450 MPa	$\gamma_{acc}=$	1.15		Arm. 3:	0 ϕ	16	mmq
fcd=	19.83 MPa				Armatura compressa :			
$f_{yd}=$	391.3 MPa				Arm. 1:	9 ϕ	16	A's
c=	60 mm	(ricoprimento staffe)			Arm. 2:	0 ϕ	16	1810
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0 ϕ	16	mmq
VEd=	3687 kN				Staffe ϕ	16	passo:	200 mm
N=	0 kN	(positivo: trazione)			N° braccia:	2		

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)							
fck=	35 MPa		d=	3366 mm	k=	1.244	
$v_{min}=$	0.287		$\rho_1=$	0.000	$\sigma_{cp}=$	0.000 Mpa	
VRd=	1546.8 kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO					
Narm=	708.1 kN	Controllare armatura longitudinale agli appoggi					

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)					
$\theta=$	21.9 °	(inclinazione biella di cls)	$\alpha=$	90 °	(angolo arm. Taglio)
ctg $\theta=$	2.49 OK	(compreso tra 1 e 2.5)	$\alpha c=$	1.00	
VRsd=	5928.97 kN	(resistenza dell'armatura)	VRd= 5928.97 kN >VEd: VERIFICATO		
VRcd=	16634.44 kN	(resistenza della biella di cls)			

9.2.3 Sbalzi banchina

9.2.3.1 Verifica della soletta

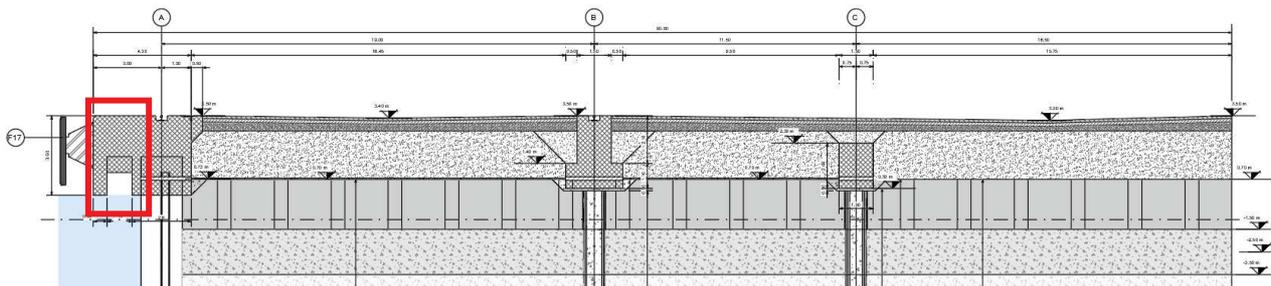


Figura 42: Key – Section.

Sollecitazioni

Si verifica la zona delle solette con uno schema statico a mensola per una striscia di larghezza unitaria di 1 m.

Si considerano i carichi seguenti:

Peso proprio G1 25x4.85x1= 121.3 kN/m

Accidentali distribuiti Q 15x1= 15 kN/m

SLU $q_{SLU} = 180.2 \text{ KN/m}$

SLE $q_{SLE} = 136.3 \text{ KN/m}$

Considerando una striscia di 1 m di larghezza, e luce pari allo sporto L=1.7 m si ottiene:

SLU $M = (1/2) \times 180.2 \times 1.70^2 = 260.4 \text{ kNm}$ $V = 180.2 \times 1.70 = 306.4 \text{ kN/m}$

SLErara $M = (1/2) \times 136.3 \times 1.70^2 = 196.9 \text{ kNm}$

SLEqp $M = (1/2) \times 121.3 \times 1.70^2 = 175.3 \text{ kNm}$

Geometria

Sezione di verifica 1000x1800 mm

Armatura superiore $\varnothing 16/200 \text{ mm}$

Armatura inferiore $\varnothing 16/200 \text{ mm}$

Armatura parallela banchina $\varnothing 16/200 \text{ mm}$

Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	180	1	10.05	7
			2	10.05	173

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 260.4 kNm
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

Materiali	B450C	C35/45
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	19.83 ‰
E_s/E_c	15	f_{oc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co} 0.8
		τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 683.4 kNm

σ_c -19.7 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

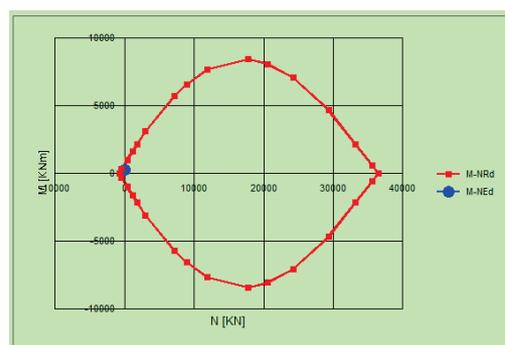
ϵ_c 1.837 ‰

ϵ_s 67.5 ‰

d 173 cm

x 4.585 x/d 0.0265

δ 0.7



VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)							
DATI INIZIALI SEZIONE							
B=	1000	mm	(base sezione)		Armatura tesa :		
H=	1800	mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	5	φ 16 As
Cl _s :	C35/45		γ _{cls} =	1.5	Arm. 2:	0	φ 16 1005
f _y =	450	MPa	γ _{acc} =	1.15	Arm. 3:	0	φ 16 mmq
f _{cd} =	19.83	MPa			Armatura compressa :		
f _{yd} =	391.3	MPa			Arm. 1:	5	φ 16 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	0	φ 16 1005
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0	φ 16 mmq
V _{Ed} =	306.4	kN			Staffe φ	0	passo: 200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	2	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)							
f _{ck} =	35	MPa	d=	1732	mm	k=	1.340
v _{min} =	0.321		ρ ₁ =	0.001		σ _{cp} =	0.000 Mpa
V _{Rd} =	556.2	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO				
N _{arm} =	393.4	kN	OK				

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

VERIFICA TENSIONI IN "SLE RARA" SEZIONE RETTANGOLARE							
Caratteristiche sezione rettangolare:							
Larghezza = 1000 mm		Coprifermo effettivo = 60 mm		Momento flettente= 196.90 kNm			
Altezza = 1800 mm		Diametro staffa = 16 mm		f _{ck} = 35 MPa			
Coeff. omogeneizz. = 6.16							
Armatura a trazione :				Area totale tesa = 1005 mmq			
Armatura 1:		5 φ 16		Coprifermo baricentrico = 84 mm			
Armatura 2:		0 φ 0		Altezza utile = 1716 mm			
Armatura 3:		0 φ 0		Pos. asse neutro y = 137.44 mm			
Armatura a compressione :				Area totale compressa = 1005 mmq			
Armatura 1:		5 φ 16		Coprifermo baricentrico = 84 mm			
Armatura 2:		0 φ 0					
Armatura 3:		0 φ 0					
Tensione limite cls (0.60f _{ck})				Tensione cls = 1.7 MPa		verificato	
σ _c = 21 MPa							
Tensione limite acciaio (0.80f _{yk})				Tensione acciaio arm. tesa = 117 MPa		verificato	
σ _s = 360 MPa							

VERIFICA TENSIONI IN "SLE QUASI PERM." SEZIONE RETTANGOLARE			
Caratteristiche sezione rettangolare:			
Larghezza =	1000 mm	Copriferro effettivo =	60 mm
Altezza =	1800 mm	Diametro staffa =	16 mm
Coeff. omogeneizz. =	15	Momento flettente	175.30 kNm
		fck =	35 MPa
Armatura a trazione :			
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale tesa =	1005 mmq
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	84 mm
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	1716 mm
Armatura a compressione :		Pos. asse neutro y =	204.78 mm
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale compressa =	1005 mmq
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	84 mm
Armatura 3:	0 ϕ 0		
Tensione limite cls (0.45fck)		Tensione cls =	0.96 MPa
$\sigma_c =$	15.75 MPa		verificato

Verifiche a fessurazione

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE RETTANGOLARE (rif. C4.1.2.2.4.5 formula C4.1.5 circolare n. 7 del 21/1/19)			
B=	1000 mm	(base sezione)	Calcolo posizione asse neutro sezione fessurata
H=	1800 mm	(altezza sezione)	i = 12.3854
M=	196.9 kNm	(momento flettente SLE)	ka = 900
Armatura a trazione :		copr. bar.	x = 137 mm (distanza asse neutro)
Arm. 1:	5 ϕ 16	68	Jx = 1.7E+10 mm ⁴ (inerzia rispetto asse neutro)
Arm. 2:	0 ϕ 0		$\sigma_s =$ 116 Mpa (σ arm. tesa sezione fessurata)
Arm. 3:	0 ϕ 0		Wcls = 5.4E+08 mm ⁴ (modulo inerzia solo cls)
Armatura a compressione :		copr. bar.	$\sigma_c =$ 0.36463 MPa (σ cls. teso sezione solo cls)
Arm. 1:	5 ϕ 16	68	k1 = 0.8 (barre aderenza migliorata)
Arm. 2:	0 ϕ 0		k2 = 0.5 (flessione)
Arm. 3:	0 ϕ 0		k3 = 3.4
As,t =	1005 mmq	(area acciaio tesa)	k4 = 0.425
As,c =	1005 mmq	(area acciaio compressa)	d = 1730 mm
c =	60 mm	(ricoprimento armatura)	hc,ef = 175 mm
f =	20 mm	(diam. barre per calcolo fessure)	Ac,ef = 175000 mmq
$\alpha_e =$	6.16	(rapporto Es/Ecm)	Sp max = 350 mm (spaziatura max tra le barre)
kt =	0.4	(fattore durata carico)	$\epsilon_{sm} =$ 0.00033
fctm =	3.21 MPa	(res. media traz. Cls)	$\Delta sm =$ 468.151 mm
Limite fessura	0.2 mm		
AMPIEZZA FESSURA $W_k = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta s_m =$			NON FESS. VERIFICATO

9.2.3.2 Verifica della soletta a sbalzo con bitte

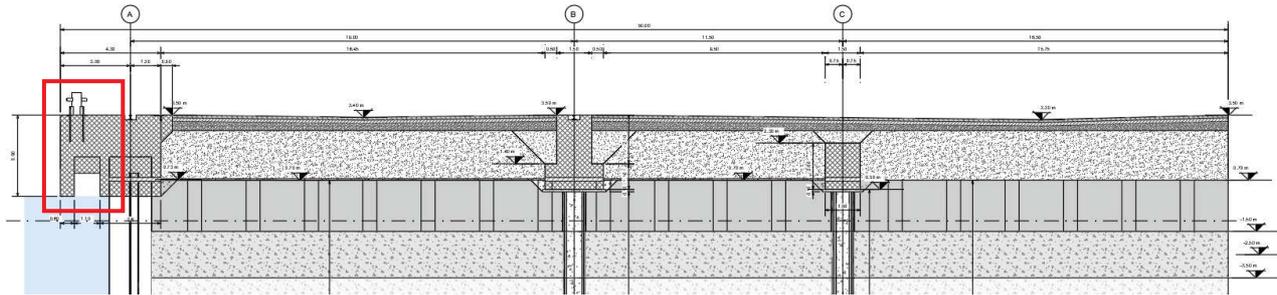


Figura 43: Key – Section.

Sollecitazioni

Si verifica la zona della bitta con uno schema a mensola per una striscia collaborante pari a:
 $(1.0+1.0) = 2.00 \text{ m}$ (diffusione in pianta a 45° dall'asse bitta alla sezione di verifica)

Si considerano i carichi seguenti:

Peso proprio	G1	25x4.85x2=	242.5 kN/m
Accidentali distribuiti	Q	15x2=	30 kN/m
Tiro bitte	T	1000 =	1000 kN

$$Q_{(SLU)} = 1.3 \times 242.5 + 1.5 \times 30 = 360.25 \text{ kN/m} \quad Q_{(SLE)} = 242.5 + 30 = 272.5 \text{ kN/m}$$

Considerando una striscia di 2.00 m di larghezza, luce pari allo sporto $L=1.70 \text{ m}$ e altezza del tiro bitta dall'asse dello sporto di 1.55 m si ottiene:

$$M_{(SLU)} = (1/2) \times 360.25 \times 1.70^2 + 1.5 \times 1000 \times 1.55 = 2845 \text{ kNm} \quad N_{(SLU)} = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ kN}$$

$$V_{(SLU)} = 360.25 \times 1.70 = 612 \text{ kN}$$

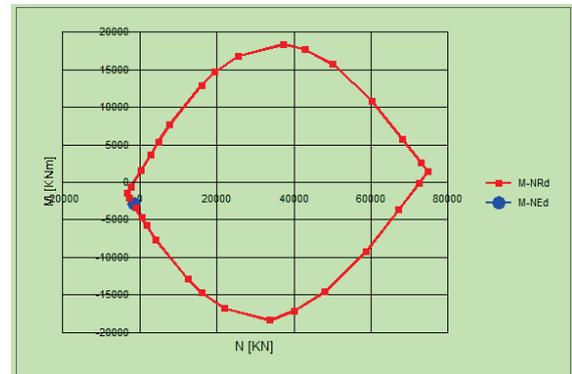
$$M_{(SLE\text{Erara})} = (1/2) \times 272.5 \times 1.70^2 + 1000 \times 1.55 = 1944 \text{ kNm} \quad N_{(SLE\text{Erara})} = 1000 \text{ kN}$$

$$M_{(SLE\text{eqp})} = (1/2) \times 242.5 \times 1.70^2 = 394 \text{ kNm} \quad N_{(SLE\text{eqp})} = 0 \text{ kN}$$

Geometria

Sezione di verifica	2000x1800 mm
Armatura superiore	1Ø16/200+1Ø24/200 mm
Armatura inferiore	1Ø16/200 mm
Armatura parallela banchina	Ø16/200 mm

Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU



VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)							
DATI INIZIALI SEZIONE							
B=	2000	mm	(base sezione)		Armatura tesa :		
H=	1800	mm	(altezza sezione)		Arm. 1:	10	φ 16 As
Cl _s =	C35/45		γ _{cls} =	1.5	Arm. 2:	10	φ 24 6535
f _y =	450	MPa	γ _{acc} =	1.15	Arm. 3:	0	φ 16 mmq
f _{cd} =	19.83	MPa			Armatura compressa :		
f _{yd} =	391.3	MPa			Arm. 1:	10	φ 16 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)		Arm. 2:	0	φ 16 2011
Sollecitazioni:					Arm. 3:	0	φ 16 mmq
V _{Ed} =	612	kN			Staffe φ	0	passo: 200 mm
N=	1500	kN	(positivo: trazione)		N° braccia:	2	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)							
f _{ck} =	35	MPa	d=	1728	mm	k=	1.340
v _{min} =	0.321		ρ ₁ =	0.002		σ _{cp} =	-0.434 Mpa
V _{Rd} =	885.3	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO				
N _{arm} =	786.8	kN	OK				

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

VERIFICA TENSIONI IN "SLE RARA" SEZIONE RETTANGOLARE							
Caratteristiche sezione rettangolare:							
Larghezza = 2000 mm		Copriferro effettivo = 60 mm		Momento flettente= 1944.00 kNm			
Altezza = 1800 mm		Diametro staffa = 16 mm		Azione assiale= 1000.00 kN			
Coeff. omogeneizz. = 6.16				f _{ck} = 35 MPa			
Armatura a trazione :				Area totale tesa = 6535 mmq			
Armatura 1: 10 φ 16				Copriferro baricentrico = 88 mm			
Armatura 2: 10 φ 24				Altezza utile = 1712 mm			
Armatura 3: 0 φ 0				Pos. asse neutro y = 239.47 mm			
Armatura a compressione :				Area totale compressa = 2011 mmq			
Armatura 1: 10 φ 16				Copriferro baricentrico = 84 mm			
Armatura 2: 0 φ 0							
Armatura 3: 0 φ 0							
Tensione limite cls (0.60f _{ck})				Tensione cls = 4.8 MPa		verificato	
σ _c = 21 MPa							
Tensione limite acciaio (0.80f _{yk})				Tensione acciaio arm. tesa = 335 MPa		verificato	
σ _s = 360 MPa							

La verifica risulta soddisfatta anche considerando l'effetto della trazione.

VERIFICA TENSIONI IN "SLE QUASI PERM." SEZIONE RETTANGOLARE			
Caratteristiche sezione rettangolare:			
Larghezza =	2000 mm	Copriferro effettivo =	60 mm
Altezza =	1800 mm	Diametro staffa =	16 mm
Coeff. omogeneizz. =	15	Momento flettente	394.00 kNm
		fck =	35 MPa
Armatura a trazione :			
Armatura 1:	10 ϕ 16	Area totale tesa =	6535 mmq
Armatura 2:	10 ϕ 24	Copriferro baricentrico =	88 mm
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	1712 mm
Armatura a compressione :		Pos. asse neutro y =	353.58 mm
Armatura 1:	10 ϕ 16	Area totale compressa =	2011 mmq
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	84 mm
Armatura 3:	0 ϕ 0		
Tensione limite cls (0.45fck)		Tensione cls =	0.66 MPa
$\sigma_c =$	15.75 MPa		verificato

Verifiche a fessurazione

Per la verifica a fessurazione si fa riferimento alla combinazione frequente delle azioni. Nello specifico, essendo l'azione del tiro bitte correlata all'azione del vento sulla nave, le sollecitazioni di verifica in combinazione frequente sono:

$$M(SLE) = (1/2) \times 242.5 \times 1.70^2 + 1000 \times 1.55 \times 0.2 = 660 \text{ kNm}$$

$$N(SLE) = 1000 \times 0.2 = 200 \text{ kN}$$

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE RETTANGOLARE (rif. C4.1.2.2.4.5 formula C4.1.5 circolare n. 7 del 21/1/19)			
B=	2000 mm	(base sezione)	Calcolo posizione asse neutro sezione fessurata
H=	1800 mm	(altezza sezione)	i = 22.0615
M=	660 kNm	(momento flettente SLE)	ka = 1263.47
Armatura a trazione :		copr. bar.	x = 215 mm (distanza asse neutro)
Arm. 1:	10 ϕ 16	70	Jx = 8.0E+10 mm ⁴ (inerzia rispetto asse neutro)
Arm. 2:	10 ϕ 20		$\sigma_s =$ 77 Mpa (σ arm. tesa sezione fessurata)
Arm. 3:	0 ϕ 0		Wcls = 1.1E+09 mm ⁴ (modulo inerzia solo cls)
Armatura a compressione :		copr. bar.	$\sigma_c =$ 0.61111 MPa (σ cls. teso sezione solo cls)
Arm. 1:	10 ϕ 16	68	k1 = 0.8 (barre aderenza migliorata)
Arm. 2:	0 ϕ 0		k2 = 0.5 (flessione)
Arm. 3:	0 ϕ 0		k3 = 3.4
As,t =	5152 mmq	(area acciaio tesa)	k4 = 0.425
As,c =	2011 mmq	(area acciaio compressa)	d = 1730 mm
c =	60 mm	(ricoprimento armatura)	hc,ef = 175 mm
f =	20 mm	(diam. barre per calcolo fessure)	Ac,ef = 350000 mmq
$\alpha_e =$	6.16	(rapporto Es/Ecm)	Sp max = 350 mm (spaziatura max tra le barre)
kt =	0.6	(fattore durata carico)	$\epsilon_{sm} =$ 0.00022
fctm =	3.21 MPa	(res. media traz. Cls)	$\Delta_{sm} =$ 255.864 mm
Limite fessura	0.2 mm		
AMPIEZZA FESSURA $W_k = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta_{s,m} =$		NON FESS.	VERIFICATO

9.2.4 Calcolo dei connettori nei giunti

La trave di coronamento (trave di banchina) è caratterizzata dalla presenza di giunti di larghezza 20 mm disposti ogni 25 metri. Il collegamento longitudinale tra due tratti di trave è assicurato da 10 connettori a scorrimento monodirezionale (assiale) per ogni giunto, disposti secondo il seguente schema:

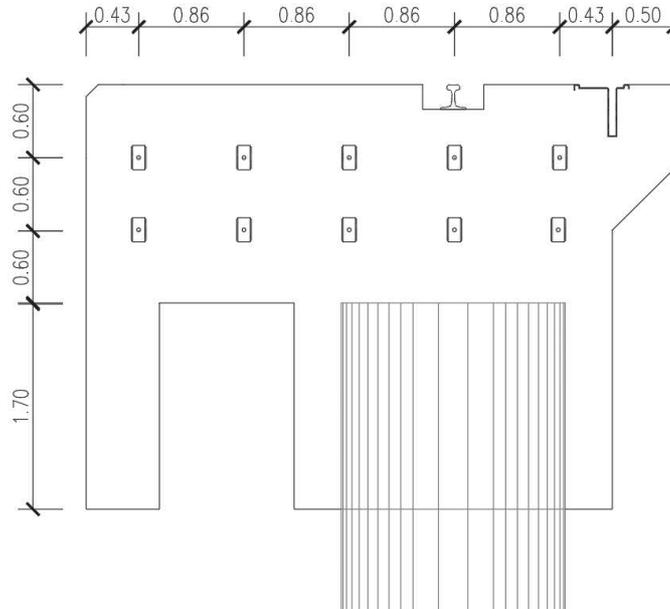


Figura 44: Schema tipico connettori

Si prevedono connettori Staifix (Ancon) modello HLD52, in acciaio inox, o altro prodotto almeno equivalente. Le forze di taglio che agiscono sul giunto sono calcolate nei paragrafi precedenti. La condizione di carico eccezionale (urto di natante) è ampiamente la più gravosa, e quindi si riporta il dimensionamento per un carico orizzontale $H_{sd}=3687$ kN. Le verifiche nelle altre condizioni (accosto, tiro bitta e sovraccarico accidentale) determinano sollecitazioni di un ordine di grandezza inferiore quindi risultano ampiamente soddisfatte.

Nel catalogo relativo alle prestazioni dell'elemento denominato HLD52, prodotto da Staifix (Ancon), si può leggere un valore di resistenza massima di progetto pari a 499 kN relativamente ad una apertura massima del giunto pari a 20 mm.

Pertanto, disponendo 10 connettori, la resistenza di progetto è pari a 4990 kN a cui corrisponde un coefficiente di sicurezza della verifica pari a $1.35 > 1$.

Il calcolo dell'armatura di ripartizione viene eseguita con metodo puntone tirante, tenendo conto di un angolo di diffusione pari a $\theta = 33.4^\circ$ (media tra i limiti di normativa).

Essendo l'azione tagliante sul singolo connettore pari a $V_{sd} = 369$ kN, l'area d'acciaio atta ad assorbire la trazione, e da disporre in direzione ortogonale a quella tagliante, è pari a $A_{s,T} = V_{sd}/(\text{tg } \theta f_{yk}) = 1244$ mm² circa uguale a $4\text{Ø}20=1256$ mm².

La relativa azione di compressione potrà essere assorbita anch'essa da un'armatura disposta parallelamente alla direzione del taglio. L'area necessaria è pari a $A_{s,C} = 2 V_{sd}/(\cos \theta f_{yk}) = 1964$ mm² circa uguale a $5\text{Ø}24=2260$ mm².

9.2.5 Capacità portante verticale

La stabilità ai carichi verticali dei pali di fondazione della gru di banchina viene verificata per i pali della via di corsa lato mare e lato terra. Nei successivi paragrafi si mostreranno le verifiche relative ai due allineamenti considerati.

Nel caso specifico per il palo lato mare la vicinanza dello scavo fa ritenere opportuno trascurare la resistenza laterale del palo fino a -15,00 m da l.m.m., come indicato in Figura 45.

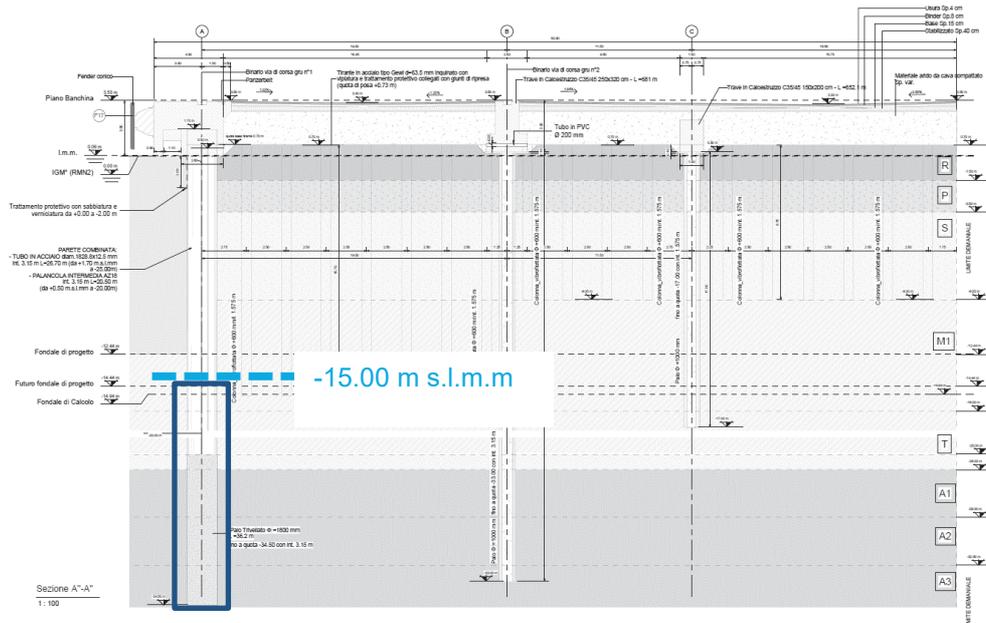


Figura 45 – Deformazioni risultante della trivella e disattivazione del tirante orizzontale

Il carico assiale in testa palo risulta:

		SLU	SLV
Palo d1800/AZ18	N [kN]	3744	2382
		Inviluppo - Sollecitazione Normale SLU/SLV/ECC 	

La resistenza pari a $R_d=5319 \text{ kN} > E_d=3744 \text{ kN}$ verificato

Tipo di palo	Trivellato		
Diametro palo	D	1,80	[m]
Area della punta del palo	A _p	2,54	[m ²]
Area lat. per unità di lunghezza	A _l	5,65	[m ²]
Peso specifico palo	γ _{eis}	25,00	[kN/mc]
Lunghezza del palo	L	34,50	[m]
Altezza cuneo di spinta	L	15,00	[m]

n	Unità	da	a	γ	q _{l,med}	q _{l,min}	q _{l,k}	q _{p,med}	q _{p,min}	q _{p,k}	ξ1	ξ2	γ _s	γ _b
		[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[KN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	-	-	-	-
1	R	0	-1,5	19	65	35,31	35,31	2318	1794	1794	1,1	1	1,15	1,35
2	P	-1,5	-3,5	18	65	35,31	35,31							
3	S	-3,5	-9	20	119	114,79	108,18							
4	M1	-9	-16	18,5	71	43,34	43,34							
5	M2	-16	-25	18,5	71	43,34	43,34							
6	T	-25	-26	20	80	45,24	45,24							
7	A1	-26	-29	19	60	20,36	20,36							
8	A2	-29	-32	20	60	20,36	20,36							
9	A1b	-32	-38	19	60	20,36	20,36							

Unità	z	γ	γ'	q _{l,k}	Q _l	R _{sd}	q _{p,k}	Q _p	R _{bd}	W _p	R _{cd}
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
R	0,00	19	9	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	0,00	0,00
R	0,50	19	9	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
R	1,00	19	9	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
P	1,50	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
P	2,00	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
P	2,50	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
P	3,00	18	8	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	3,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	4,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	4,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	5,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	5,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	6,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	6,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	7,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	7,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	8,00	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
S	8,50	20	10	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	9,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	9,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	10,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	10,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	11,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	11,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	12,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	12,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	13,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	13,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	14,00	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	14,50	18,5	8,5	0,00	0,00	0,00	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	0,00
M1	15,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	2915,61
M1	15,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3003,08

M2	16,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3090,56
M2	16,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3178,03
M2	17,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3265,50
M2	17,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3352,97
M2	18,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3440,45
M2	18,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3527,92
M2	19,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3615,39
M2	19,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3702,86
M2	20,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3790,33
M2	20,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3877,81
M2	21,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	3965,28
M2	21,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4052,75
M2	22,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4140,22
M2	22,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4227,70
M2	23,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4315,17
M2	23,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4402,64
M2	24,00	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4490,11
M2	24,50	18,5	8,5	43,34	122,54	106,56	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4577,58
T	25,00	20	10	45,24	127,91	111,23	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4669,73
T	25,50	20	10	45,24	127,91	111,23	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4761,87
A1	26,00	19	9	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4792,84
A1	26,50	19	9	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4823,82
A1	27,00	19	9	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4854,79
A1	27,50	19	9	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4885,76
A1	28,00	19	9	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4916,73
A1	28,50	19	9	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4947,71
A2	29,00	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	4978,68
A2	29,50	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5009,65
A2	30,00	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5040,63
A2	30,50	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5071,60
A2	31,00	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5102,57
A2	31,50	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5133,54
A2	32,00	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5164,52
A2	32,50	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5195,49
A2	33,00	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5226,46
A2	33,50	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5257,43
A2	34,00	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5288,41
A2	34,50	20	10	20,36	57,57	50,06	1794,00	4565,17	3381,61	19,09	5319,38

9.3 VERIFICHE DEI TIRANTI

Il presente capitolo riporta le verifiche agli stati limite ultimi relative ai tiranti presenti nel settore N2.

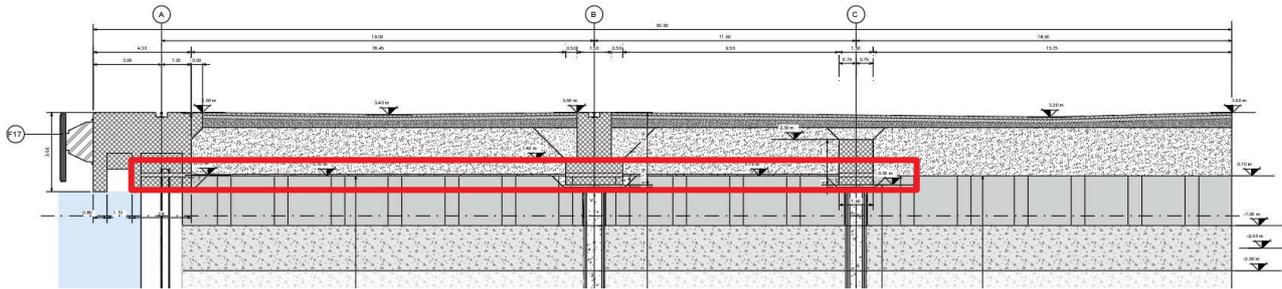


Figura 46: Key – Section

9.3.1 Verifica del tirante

Si considera lo sforzo massimo sopportato dal tirante, si ha che:

Tiro massimo

$$F_{sd} = 1131 \times 1.3 = 1471 \text{ kN}$$

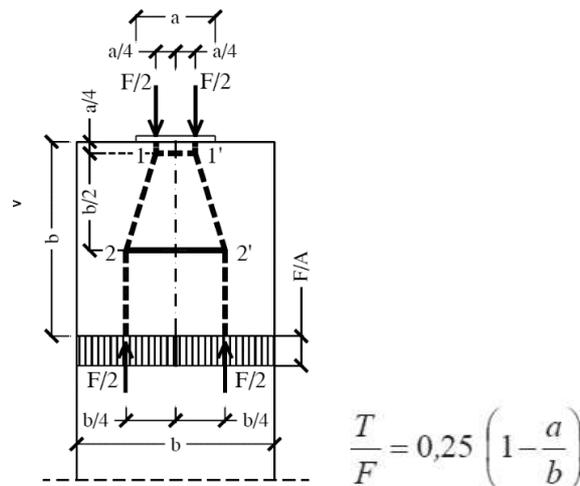
Resistenza della barra $\phi 63.5$ (acciaio B500 B)

$$F_{Rd} = 1758 / 1.15 = 1529 \text{ kN}$$

Verificato

9.3.2 Armatura di frettaggio

Si verifica l'armatura di frettaggio dei tiranti considerando uno schema a tirante-puntone:



Si considera, a favore di sicurezza, $a/b=0$ si ottiene:

$$T = 0.25 F$$

Applicando lo sforzo massimo sopportato dal tirante si ha che:

Tiro massimo

$$F = 1471 \text{ kN}$$

Per tanto il tiro massimo agente sull'armatura sarà:

$$T = 0.25 \times F = 375 \text{ kN}$$

L'armatura trasversale necessaria a contenere lo sforzo di trazione T sarà:

$$A_{sw,min} = T / f_{yd} = 375 \times 10^3 / 391 = 959 \text{ mm}^2$$

La dimensione b è la larghezza dell'elemento strutturale, che vale $b=2000$ mm (altezza della trave martello), ma nel caso in oggetto deve essere limitata allo spessore $b=1500$ mm.

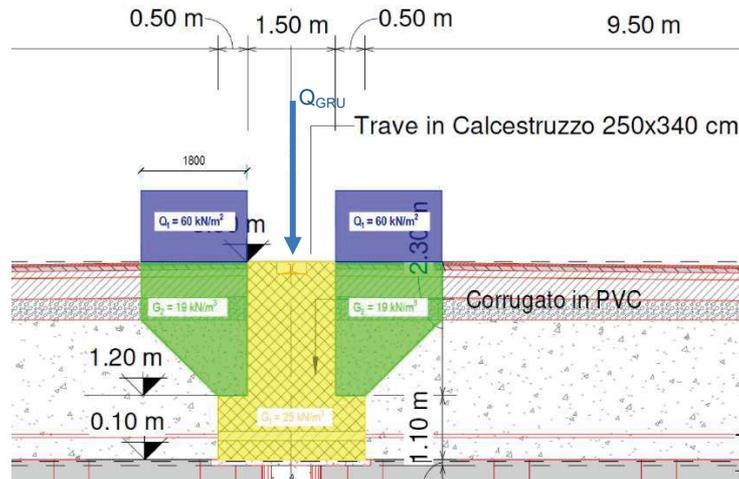
Adottando una staffatura $\phi 12/100$ sullo spessore della trave martello si ottiene:

$$A_{sw,effettiva} = 2 \times 113 \times 1500 / 200 = 1695 \text{ mm}^2 > A_{sw,min} = 959 \text{ mm}^2$$

9.4 VERIFICHE DELLA SECONDA VIA DI CORSA DELLA GRU

9.4.1 Analisi dei carichi

Si considerano i seguenti carichi agenti sulla trave di coronamento dei pali:



- Peso proprio: $G_1 = 25 \text{ kN/m}^3$
- Permanenti portati (peso medio pavimentazione + terreno) $G_2 = 19 \text{ kN/m}^3$
 - o Stimato di 19 kN/m^3 , si considera il volume della porzione
 - o In verde agente direttamente sulla trave di fondazione)
- Accidentali distribuiti $Q = 60 \text{ kN/m}^2$
- Accidentali concentrati (scarico gru, la condizione più) $Q_{GRU} = 360 \text{ kN/m}$
 - o sfavorevole sulla rotaia lato terra si ha nelle condizioni
 - o non operative con il vento agente lateralmente alla gru)

Ciascun carrello della gru lato terra scarica il peso proveniente dalla struttura su una lunghezza di 12.4m come indicato nelle immagini seguenti:

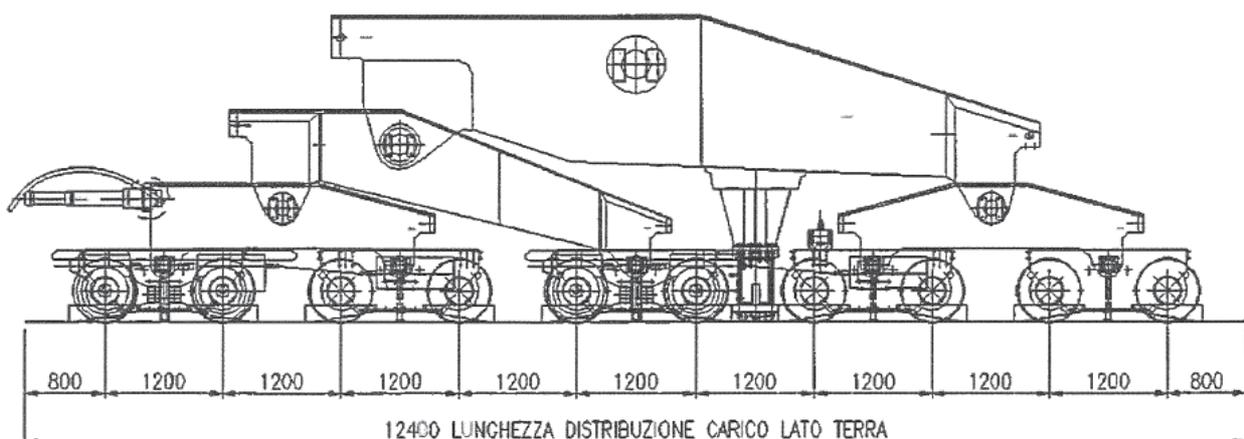
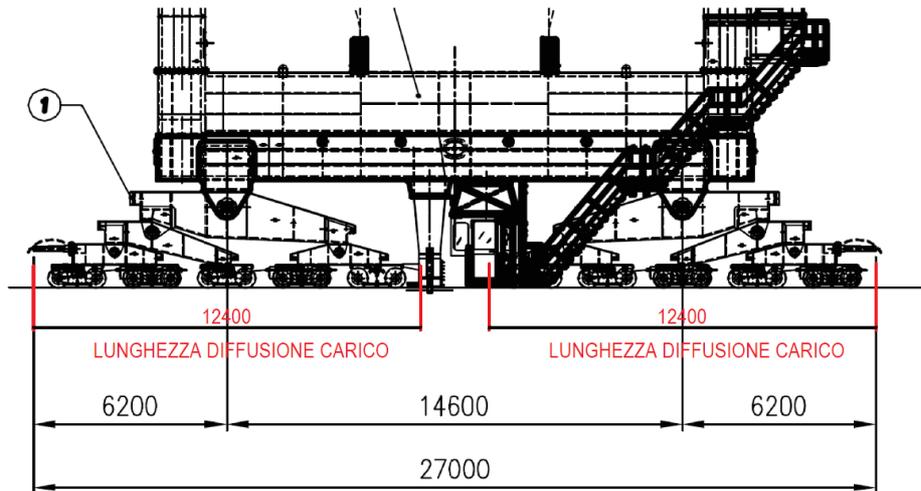


fig. 4. dettaglio traslazione lato terra angolo sinistro



Nelle seguenti tabelle fornite dal produttore della gru sono riassunti i carichi a metro lineare agenti su ciascun angolo della gru in condizioni operative (vento 72 km/h) e non (vento 180 km/h):

72 km/h	vento laterale (t/m)	vento frontale (t/m)
LATO MARE SINISTRO	33,5	37,2
LATO MARE DESTRO	35,6	34,6
LATO TERRA SINISTRO	4,2	5,4
LATO TERRA DESTRO	8,7	4,8

180 km/h	vento laterale (t/m)	vento frontale (t/m)
LATO MARE SINISTRO	5,1	34,2
LATO MARE DESTRO	35,9	32,5
LATO TERRA SINISTRO	2,8	6,3
LATO TERRA DESTRO	36,0	4,8

Nella tabella seguente vengono riassunti i carichi agenti a metro sulla trave di coronamento dei pali nella condizione più sfavorevole (nelle combinazioni di SLU e SLE)

	A	L	γ	p	g_i	q_1	γ_{SLU}	SLU	SLE
	$[m^2]$	$[m]$	$[kN/m^3]$	$[kN/m^2]$	$[kN/m]$	$[kN/m]$	$[-]$	$[kN/m]$	$[kN/m]$
G_1	6.2	-	25	-	155	-	1.3		
G_2	3.3	-	19	-	125.4	-	1.3		
Q_1	-	1.8	-	60	-	216	1.5		
Condizioni non operative con vento laterale									
$Q_{GRU,v,sx}$	-	-	-	-	-	28	1.5	731	524
$Q_{GRU,v,dx}$	-	-	-	-	-	360	1.5	1229	856

I carichi orizzontali in condizioni operative dovuti al serpeggiamento dei carrelli sono stimabili in un 10-15% del carico verticale. Le sollecitazioni generate dalle azioni di serpeggiamento risultano essere di lieve entità.

9.4.2 Verifiche strutturali trave c.a.

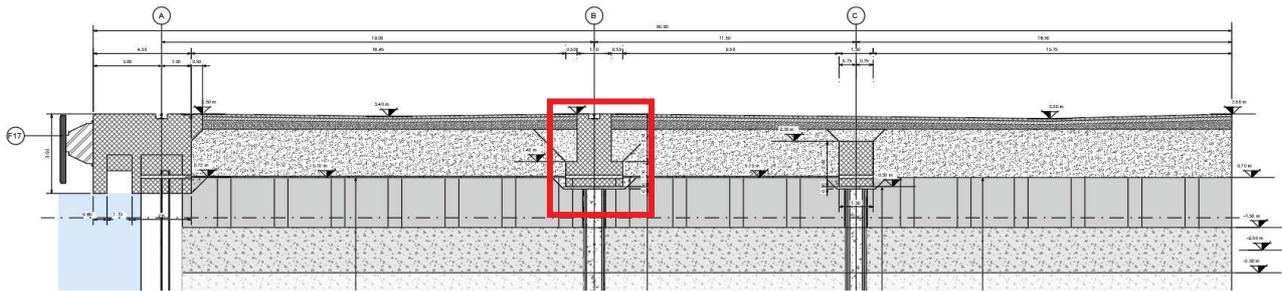


Figura 47: Key – Section

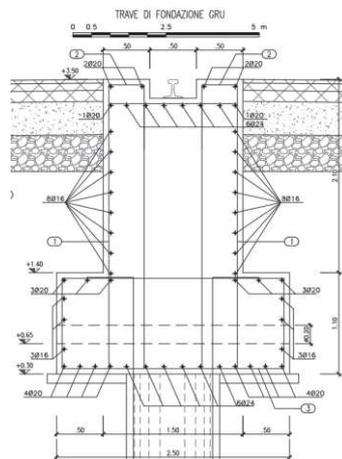


Figura 48: Trave via di corsa gru.

Data la geometria di posizionamento dei pali (interasse 3.15 m) si considera uno schema tirante-puntone sulle teste dei pali, considerando la risultante del carico distribuito a metro (carico gru lato terra, condizioni non operative con vento laterale) posizionato in mezzzeria tra due pali consecutivi.

Il carico agente allo SLU è pari a:

$$F_{SLU} = 1229 \text{ kN/m} * 3.15\text{m} = 3871 \text{ KN}$$

L'altezza d del meccanismo tirante puntone è pari a:

$$d = 2940\text{mm}$$

L'angolo d'inclinazione sull'orizzontale del puntone compresso è:

$$\theta = 63^\circ$$

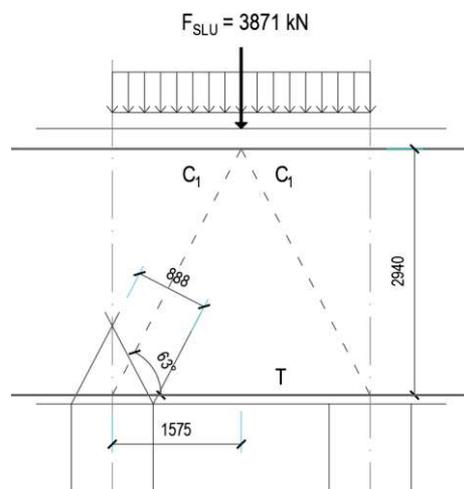


Figura 49: Schema puntone-tirante

Si riportano di seguito gli sforzi di compressione sui puntoni di calcestruzzo e la trazione sull'armatura.

$$C_1 = F_{SLU}/(2 \cdot \sin(\theta)) = 2172 \text{ kN}$$

$$T = C_1 \cdot \cos(\theta) = 986 \text{ kN}$$

Considerando l'area del puntone compresso pari alla proiezione dell'impronta del palo si ottiene la seguente tensione di compressione sul calcestruzzo:

$$A_{cls} = \pi \cdot 500^2 = 785000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{cls} = C_1/A_{cls} = 2.76 \text{ Mpa}$$

$$< f_{cd} = 0.85 \cdot 35/1.5 = 19.8 \text{ Mpa}$$

Il puntone risulta verificato.

L'area di armatura necessaria per assorbire il tiro è pari a:

$$A_s = T/f_{yd} = 986000 \text{ N} / (450/1.15 \text{ MPa}) = 2521 \text{ mm}^2$$

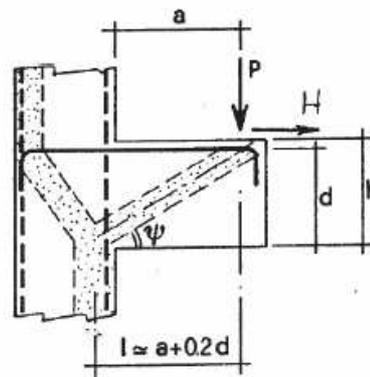
Si prevedono armature inferiori e superiori $6\varnothing 24$ (2714 mm^2) disposte lungo la larghezza del palo a cui vanno aggiunte barre $\varnothing 20$ con interasse massimo 200 mm al di fuori della larghezza del meccanismo tirante puntone (larghezza 1m, pari al palo di fondazione).

Si riporta di seguito la verifica dell'ala della trave a T rovescia. Data la sua geometria l'ala viene verificata come una mensola tozza di larghezza 1m tramite uno schema tirante puntone.

Il carico agente sull'ala della trave allo SLU è pari a:

$$P_{Ed} = 1.3 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q = 487 \text{ kN/m}$$

Rck =	45	N/mm ²
fcd =	21.2	N/mm ²
fyd =	392	N/mm ²
Ped =	487	KN
Hed =	49	KN
As =	1256.0	mm ²
a =	333	mm
b =	1000	mm
d =	1000	mm
c =	1.5	
l =	783	mm
λ =	0.9	
Prs =	510.0	KN
Prc =	7228.1	KN
c.s. = Prs/Ped =	1.05	> 1
c.s. = Prc/Prs =	14.17	> 1



$$\lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0.9d)$$

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$$

$$P_{Rc} = 0.4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

ARMATURA VERIFICATA
PUNTONE VERIFICATO

L'armatura necessaria per resistere al tiro è pari a $\varnothing 20/250$ (1256 mm^2).

9.4.3 Verifiche strutturali pali in c.a.

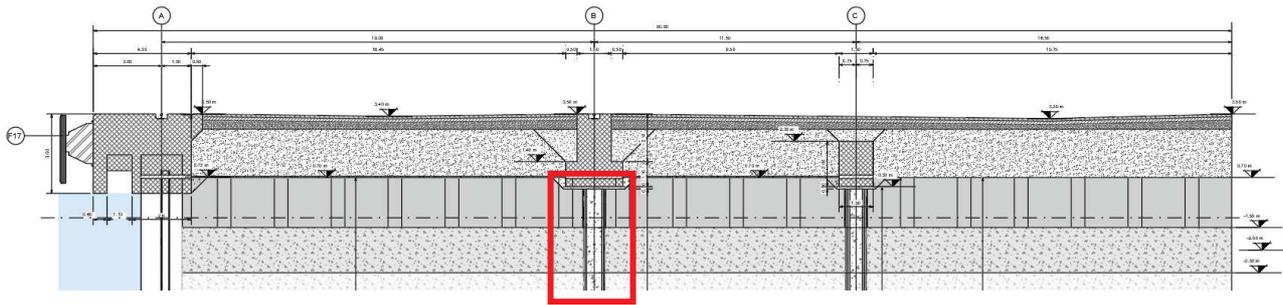


Figura 50: Key - Section.

Le sollecitazioni di verifica sono:

SLU

$$M_{SLU} = -112.11 \text{ kNm} \quad N_{SLU} = -822.88 \text{ kN} \quad V_{SLU} = 946.22 \text{ kN}$$

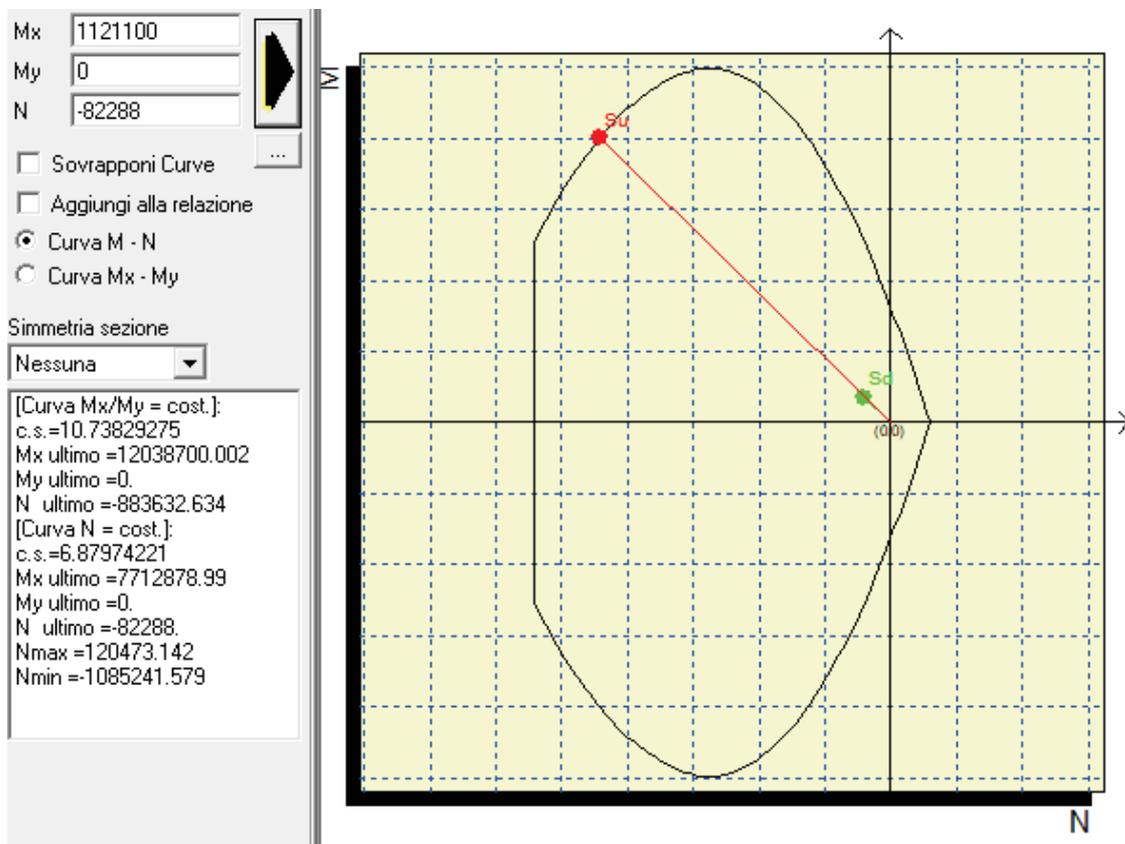
SLE

$$M_{SLE} = -75.69 \text{ kNm} \quad N_{SLE} = -882.35 \text{ kN}$$

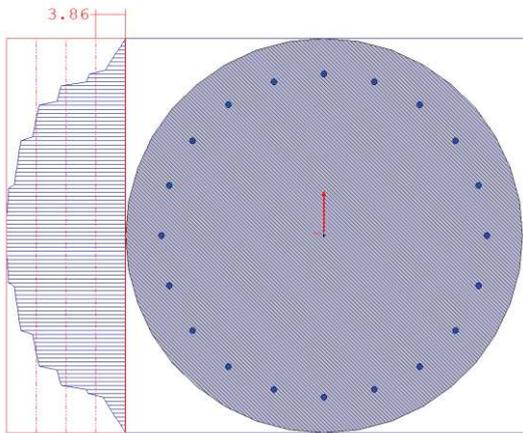
Diametro palo 1000 mm

Armatura palo: staffe elicoidali $\phi 12/100$ per i primi 2.5m, $\phi 10/200$ per la restante lunghezza e armatura verticale $20\phi 14$. Le verifiche sono di seguito riportate:

Verifica di resistenza a pressoflessione SLU



Verifica di resistenza a taglio SLU



Acls = 7814.17
sigma,cp = -10.53
fck = 272.3 , fywk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 12.5
Area staffeX = 18.0956 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 12.5
Area staffeY = 18.0956 cmq/m
bwX = 56.57 , huX = 75.89
bwY = 56.57 , huY = 75.89
Asl,X = 4.62
Asl,Y = 4.62
Tx = 0 , Ty = 94622

Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 21380.03
VcdY = 21380.03
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 4.43 > 1
E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 109825.24
Vrd,max,Y = 109825.24
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.86 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 105136
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 105136
Ty/VrsdY = 0.9 < 1

Verifica delle tensioni agli SLE

Combinazione Rara

$$\sigma_c = 1.5 \text{ MPa} < \sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 6.67 \text{ MPa} < \sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa}$$

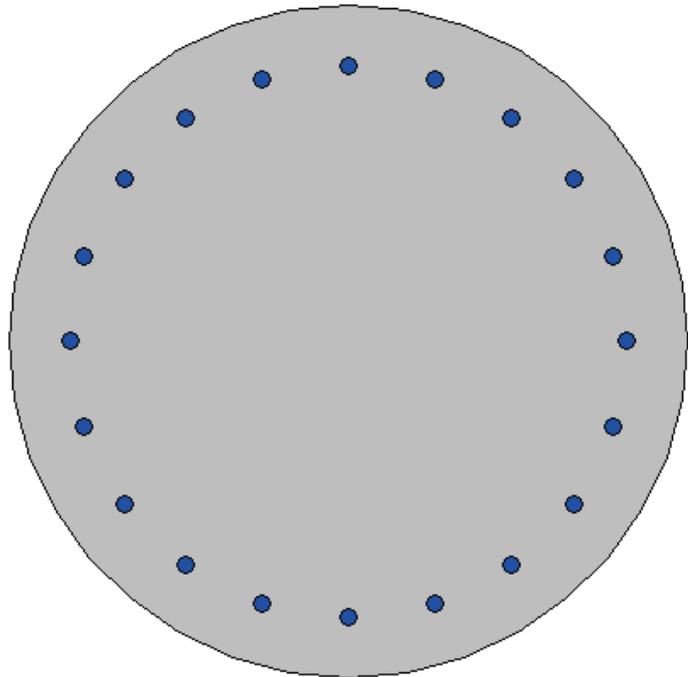
Combinazione quasi permanente

$$\sigma_c = 1.5 \text{ MPa} < \sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa}$$

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifica di fessurazione agli SLE

Mx	756900		
My	0		
N	-88235		...
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	32.1		
fct,sr	32.1		
Copriferro	7.62	<input type="checkbox"/>	
Interferro	12.83	<input type="checkbox"/>	
fck	450		
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2			
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Sezione non fessurata Sezione totalmente compressa Sigma c max < fctd			



Sezione non fessurata → verifica soddisfatta

9.4.4 Capacità portante verticale

Il carico assiale in testa palo risulta:

		SLU	SLV
		1490	775
Palo d1000 i=3.58 m	N [kN]		

La resistenza pari a $R_d=5004 \text{ kN} > E_d=1490 \text{ kN}$ verificato

Tipo di palo		Trivellato											
Diametro palo	D	1,00	[m]										
Area della punta del palo	A _p	0,79	[m ²]										
Area lat. per unità di lunghezza	A _l	3,14	[m ²]										
Peso specifico palo	γ _{els}	25,00	[kN/mc]										
Lunghezza del palo	L	33,00	[m]										
Altezza cuneo di spinta	L	0,00	[m]										

n	Unità	da	a	γ	q _{l,med}	q _{l,min}	q _{l,k}	q _{p,med}	q _{p,min}	q _{p,k}	ξ1	ξ2	γ _s	γ _b
		[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[KN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	-	-	-	-
1	R	0	-1,5	19	65	35,31	35,31	2318	1794	1794	1,1	1	1,15	1,35
2	P	-1,5	-3,5	18	65	35,31	35,31							
3	S	-3,5	-9	20	119	114,79	108,18							
4	M1	-9	-16	18,5	71	43,34	43,34							
5	M2	-16	-25	18,5	71	43,34	43,34							
6	T	-25	-26	20	80	45,24	45,24							
7	A1	-26	-29	19	60	20,36	20,36							
8	A2	-29	-32	20	60	20,36	20,36							
9	A1b	-32	-38	19	60	20,36	20,36							

Unità	z	γ	γ'	q _{l,k}	Q _l	R _{sd}	q _{p,k}	Q _p	R _{bd}	W _p	R _{cd}
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[Kpa]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
R	0,00	19	9	35,31	0,00	0,00	1794,00	1409,00	1043,71	0,00	1043,71
R	0,50	19	9	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1086,05
R	1,00	19	9	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1128,39
P	1,50	18	8	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1170,73
P	2,00	18	8	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1213,07
P	2,50	18	8	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1255,41
P	3,00	18	8	35,31	55,46	48,23	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1297,75
S	3,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1439,62
S	4,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1581,50
S	4,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1723,37
S	5,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	1865,25
S	5,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2007,13
S	6,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2149,00
S	6,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2290,88
S	7,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2432,75
S	7,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2574,63
S	8,00	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2716,51
S	8,50	20	10	108,18	169,93	147,77	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2858,38

M1	9,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2911,69
M1	9,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	2965,00
M1	10,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3018,31
M1	10,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3071,62
M1	11,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3124,92
M1	11,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3178,23
M1	12,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3231,54
M1	12,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3284,85
M1	13,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3338,16
M1	13,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3391,46
M1	14,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3444,77
M1	14,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3498,08
M1	15,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3551,39
M1	15,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3604,70
M2	16,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3658,00
M2	16,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3711,31
M2	17,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3764,62
M2	17,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3817,93
M2	18,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3871,24
M2	18,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3924,54
M2	19,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	3977,85
M2	19,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4031,16
M2	20,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4084,47
M2	20,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4137,78
M2	21,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4191,08
M2	21,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4244,39
M2	22,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4297,70
M2	22,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4351,01
M2	23,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4404,32
M2	23,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4457,62
M2	24,00	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4510,93
M2	24,50	18,5	8,5	43,34	68,08	59,20	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4564,24
T	25,00	20	10	45,24	71,06	61,79	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4620,14
T	25,50	20	10	45,24	71,06	61,79	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4676,05
A1	26,00	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4697,97
A1	26,50	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4719,89
A1	27,00	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4741,81
A1	27,50	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4763,72
A1	28,00	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4785,64
A1	28,50	19	9	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4807,56
A2	29,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4829,48
A2	29,50	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4851,40
A2	30,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4873,32
A2	30,50	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4895,24
A2	31,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4917,16
A2	31,50	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4939,08
A2	32,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4961,00
A2	32,50	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	4982,92
A2	33,00	20	10	20,36	31,98	27,81	1794,00	1409,00	1043,71	5,89	5004,84

9.5 TRAVE MARTELLO

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) degli elementi strutturali costituenti la trave martello.

Le sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali per le combinazioni di carico definite in condizioni statiche e sismiche sono state ricavate dai risultati dei calcoli geotecnici eseguiti nei precedenti paragrafi ed ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

9.5.1 Verifiche strutturali palo in c.a.

Si riportano le verifiche strutturali dei pali Ø1000mm della trave martello, la cui posizione è identificata nell'immagine seguente:

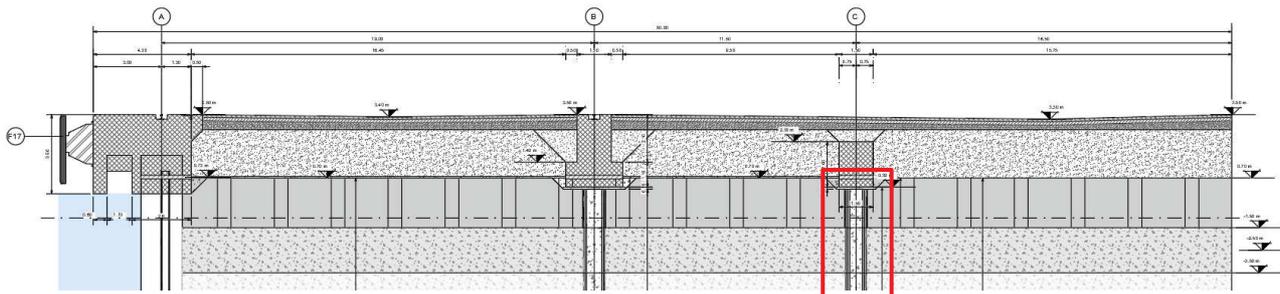


Figura 51: Key - plan.

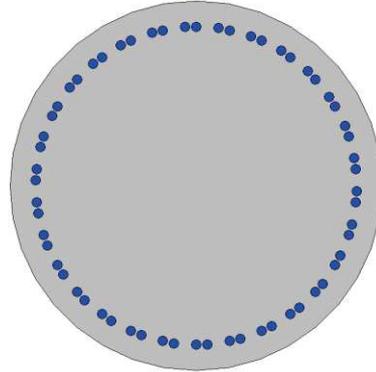
Le simulazioni effettuate evidenziano sollecitazioni differenti in funzione della profondità. Si riportano nelle tabelle seguenti le azioni agenti, massime e minime (da modello di calcolo Plaxis, si vedano i paragrafi precedenti), suddivise in zone corrispondenti alle gabbie di armatura previste. Per le verifiche verranno considerate le sollecitazioni, per ogni tratto, combinate tra loro nel modo più sfavorevole.

N	SLU-SLV	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]	Tmin [kN]	Tmax [kN]
1	da 0 m a -10 m	-433.67	461.10	-58.37	2047.81	-308.11	936.66
2	da -10 m a -17 m	-155.12	312.22	0.00	1166.73	-237.41	0.00
N	ECC	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]	Tmin [kN]	Tmax [kN]
3	da 0 m a -10 m	24.69	0.00	-0.60	1507.00	-226.43	1180.92
4	da -10 m a -17 m	-335.01	1.92	0.00	821.13	-167.33	0.00
N	SLE rara	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]		
5	da 0 m a -10 m	-302.18	354.69	-24.15	1561.78		
6	da -10 m a -17 m	-209.91	312.22	0.00	725.19		
N	SLE freq	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]		
7	da 0 m a -10 m	-306.47	354.69	-0.14	1539.43		
8	da -10 m a -17 m	-180.20	312.22	0.00	662.49		
N	SLE qp	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]		
9	da 0 m a -10 m	-285.442	354.6935	-0.13687	1515.073		
10	da -10 m a -17 m	-157.67	312.22	0.00	647.80		

9.5.1.1 Sezione tra 0 e -10.00 m

Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 1000 mm
 Armatura anello esterno: 30 \varnothing 26
 Armatura anello esterno: 30 \varnothing 26
 Staffe: 2 braccia \varnothing 12/100
 Copriferro netto su staffa: 60 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV – ECC

	Mx	My	N		c.s.	c.s. (N=cost)
SLU-SLV (1)	20478100		0		-43367	2.09227
ECC (3)	15070000		0		2469	2.733661

Comb. 1 e 2

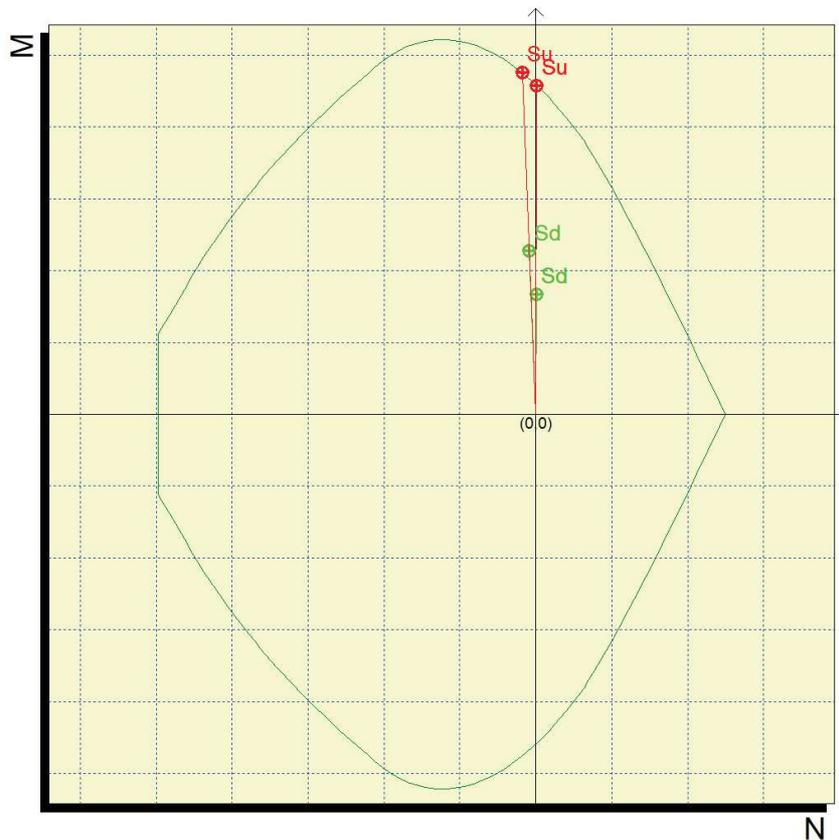


Figura 52: SLU/ECC – Calcolo del momento e del dominio di resistenza - Sezione tra 0 e -10.0 m

Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

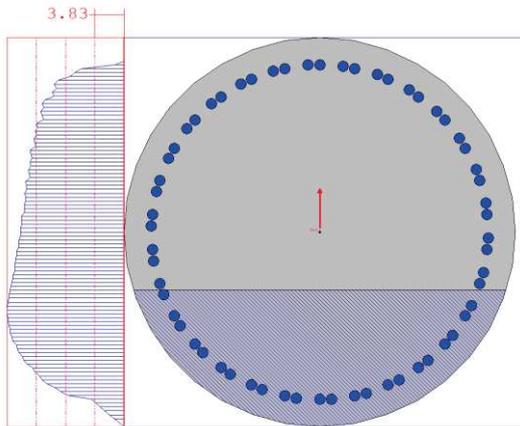
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwx [cm]	hux [cm]	bwy [cm]	huy [cm]	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
1	20478100.0	0.0	-43367.0	0.0	93666.0	50.64	78.32	50.86	77.42	69.0	69.0
3	15070000.0	0.0	2469.0	0.0	118092.0	50.64	78.32	50.86	77.42	69.0	69.0

Verifiche a taglio

Comb	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cm ²]	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{yk} [daN/cm ²]	γ_s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
1	22.6	22.6	-5.5	349.9	1.5	3913.0	1.15	127490.4	126025.4	Armatura a taglio sufficiente
3	22.6	22.6	0.3	349.9	1.5	3913.0	1.15	127490.4	126025.4	Armatura a taglio sufficiente

Acls = 7814.17
 $\sigma_{cp} = -5.55$
 $f_{ck} = 349.9$, $f_{yk} = 3913$

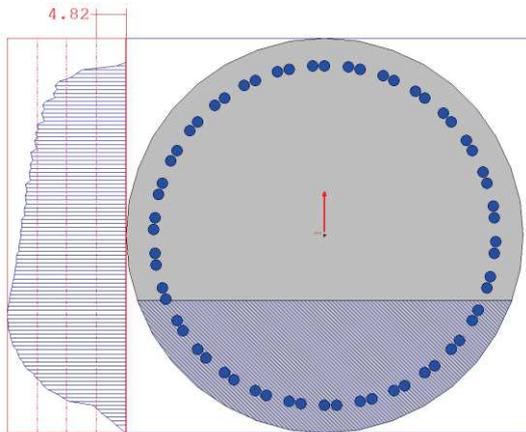
$\gamma_{c,c} = 1.5$
 $\alpha_{facc} = 0.85$
 $\gamma_{s,s} = 1.15$
 $\cotg(\theta_X) = 2.35$
 $\cotg(\theta_Y) = 2.35$
 $\phi_{staffeX} = 12$
 Numero bracciX = 2
 Passo staffeX = 10
 Area staffeX = 22.6195 cmq/m
 $\phi_{staffeY} = 12$
 Numero bracciY = 2
 Passo staffeY = 10
 Area staffeY = 22.6195 cmq/m
 $b_{wX} = 50.64$, $h_{uX} = 78.32$
 $b_{wY} = 50.86$, $h_{uY} = 77.42$
 $Asl,X = 69.02$
 $Asl,Y = 69.02$
 $T_x = 0$, $T_y = 93666$



Resistenza a taglio senza armature
 $V_{cdX} = 31488.26$
 $V_{cdY} = 31383.67$
 $T_x/V_{cdX} + T_y/V_{cdY} = 2.98 > 1$
 E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
 $V_{rd,max,X} = 131081.96$
 $V_{rd,max,Y} = 130138.59$
 $T_x/V_{rd,max,X} + T_y/V_{rd,max,Y} = 0.72 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione x
 $V_{rsdX} = 127490.38$
 $T_x/V_{rsdX} = 0 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione y
 $V_{rsdY} = 126025.35$
 $T_y/V_{rsdY} = 0.74 < 1$

Combinazione 1



Acls = 7814.17
sigma,cp = 0.32
fck = 349.9 , fywk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.35
cotg(thetaY) = 2.35
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 10
Area staffeX = 22.6195 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 10
Area staffeY = 22.6195 cmq/m
bwX = 50.64 , huX = 78.32
bwY = 50.86 , huY = 77.42
Asl,X = 69.02
Asl,Y = 69.02
Tx = 0 , Ty = 118092

Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 28186.59
VcdY = 28105.76
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 4.2 > 1
E' richiesta armatura a taglio.

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 127513.27
Vrd,max,Y = 126595.57
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.93 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 127490.38
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 126025.35
Ty/VrsdY = 0.94 < 1

Combinazione 3

Figura 53: SLU/ECC- Calcolo taglio resistente - Sezione tra 0 e -10.0 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35 = 21 \text{ MPa (210 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa (157.5 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
5 RARA	15617800	0	-30218	-166.2	1841.8
9 Q.P.	15157200	0	-28544	-101.9	1907.1

I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

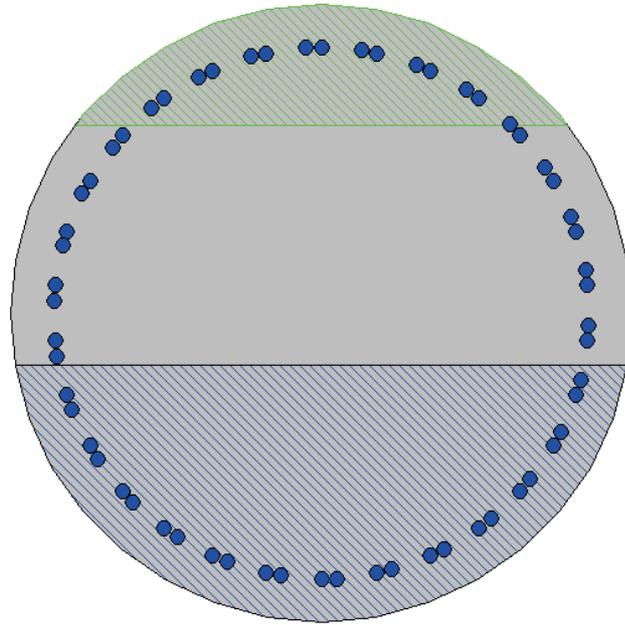
Verifiche a fessurazione

Verifica SLE frequente - comb 7

Mx	15394300		
My	0		
N	-30647		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	32.1		
fct,sr	32.1		
Copriferro	5.44	<input type="checkbox"/>	
Interferro	6.51	<input type="checkbox"/>	
fck	450		

DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Ac,eff = 1067.7 cmq
As,eff = 79.6 cmq
Wm = 0.1907 mm
Wd = Wm = 0.1907 mm
Sm = 244.1 mm
Eps = 0.000781
Copriferro = 5.4
Interferro = 6.5
Solicitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
Mx = 6140710.1 daNcm
My = 0.0 daNcm
N = -12224.9 daN



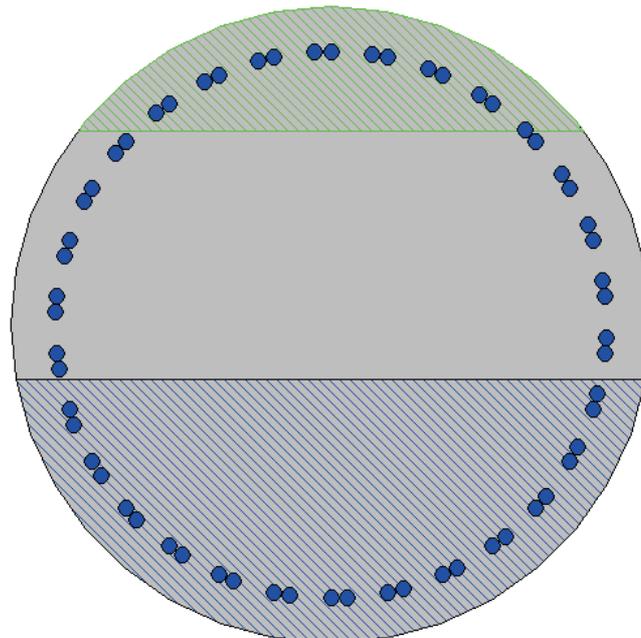
$w_d = 0.1907 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

Verifica SLE quasi permanente – comb 9

Mx	15157200		
My	0		
N	-29544		
Es/Ec	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.8
K 1	0.8		
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	32.1		
fct,sr	32.1		
Copriferro	5.44	<input type="checkbox"/>	
Interferro	6.51	<input type="checkbox"/>	
fck	450		

DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Ac,eff = 1070.0 cmq
As,eff = 79.6 cmq
Wm = 0.1879 mm
Wd = Wm = 0.1879 mm
Sm = 244.3 mm
Eps = 0.0007632
Copriferro = 5.4
Interferro = 6.5
Solicitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
Mx = 6130688.4 daNcm
My = 0.0 daNcm
N = -11545.3 daN



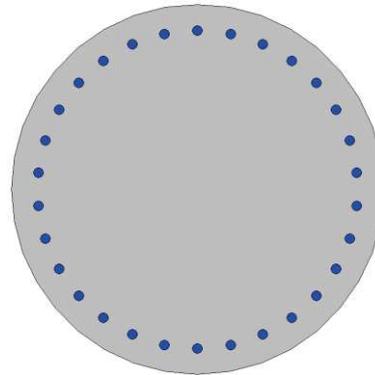
$w_d = 0.1879$

$\text{mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

9.5.1.2 Sezione tra -10.0 e -17.00 m

Verifiche a pressoflessione

Sezione di verifica \varnothing 1000 mm
 Armatura anello esterno: 30 \varnothing 26
 Staffe: 2 braccia \varnothing 12/200
 Copriferro netto su staffa: 60 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU/SLV – ECC

	Mx	My	N	c.s.	c.s. (N=cost)
SLU (2)	11667300	0	-15512	1.99427	1.961757
ECC (4)	8211300	0	-33501	3.036379	2.841134

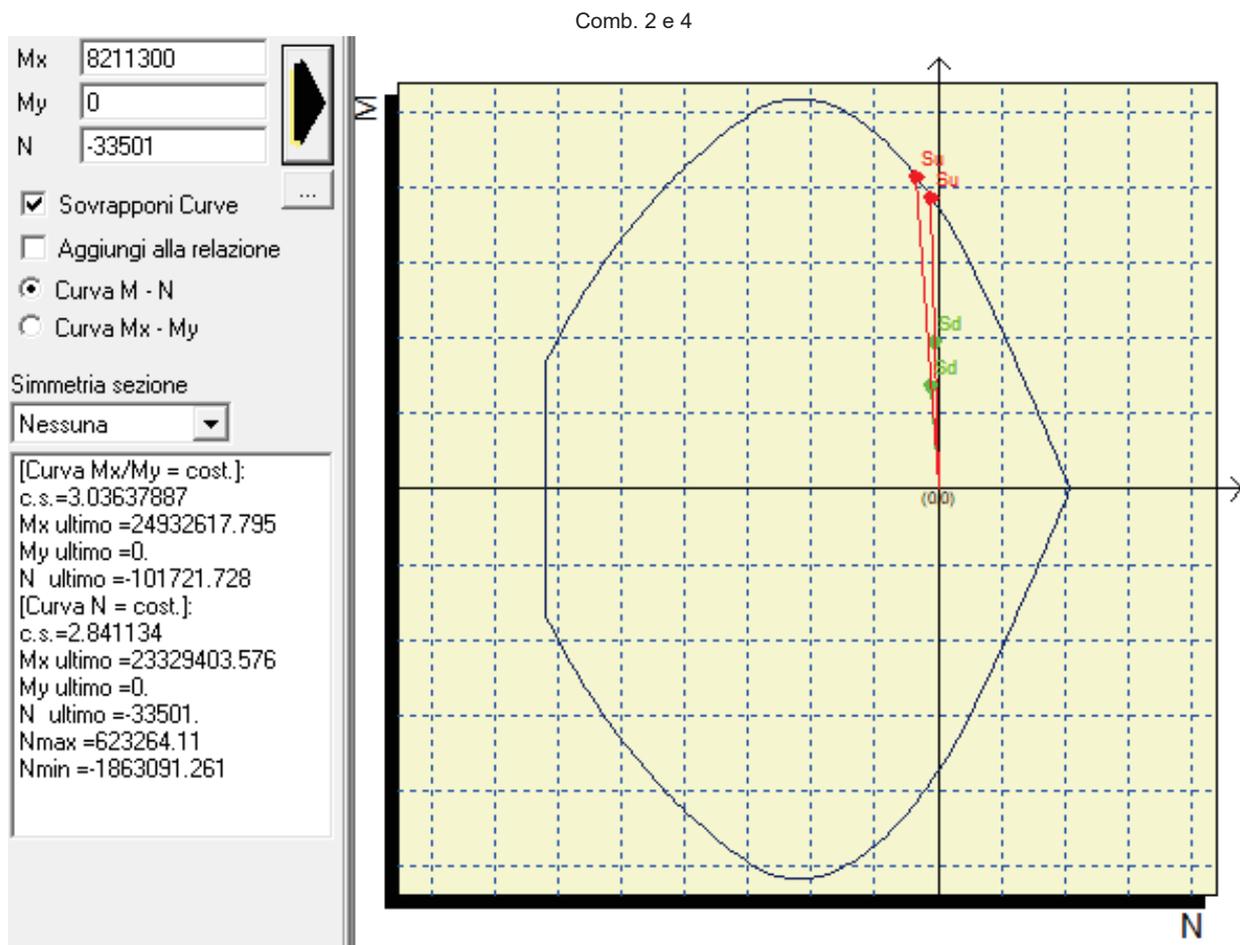


Figura 54: SLU/ECC – Calcolo del momento e del dominio di resistenza - Sezione tra -10.0 e -17.0 m

Verifiche a taglio

Sollecitazioni riferite al baricentro

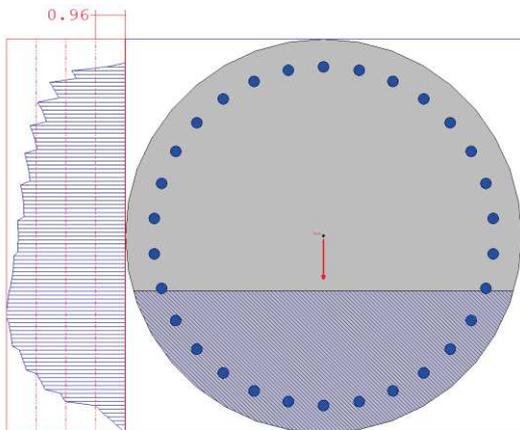
Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	Tx [daN]	Ty [daN]	bwx [cm]	hux [cm]	bwy [cm]	huy [cm]	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
2	11667300.0	0.0	-15512.0	0.0	23741.0	51.53	79.22	50.86	77.42	31.9	37.2
4	8211300.0	0.0	-33501.0	0.0	16733.0	51.53	79.22	50.86	77.42	31.9	37.2

Verifiche a taglio

Comb	Aswx [cmq/m]	Aswy [cmq/m]	σ_{cp} [daN/cm ²]	f_{ck} [daN/cm ²]	γ_c	f_{yw} [daN/cm ²]	γ_s	Vrd,x [daN]	Vrd,y [daN]	
2	11.3	11.3	-2.0	350.0	1.5	3913.0	1.15	23381.0	24040.3	non serve armatura a taglio
4	11.3	11.3	-4.3	350.0	1.5	3913.0	1.15	24790.7	25400.0	non serve armatura a taglio

AcIs = 7814.17
 $\sigma_{cp} = -1.99$
 $f_{ck} = 350$, $f_{yw} = 3913$

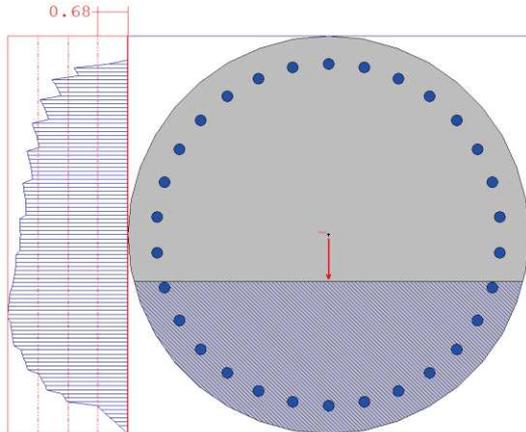
$\gamma_{c,c} = 1.5$
 $\alpha_{facc} = 0.85$
 $\gamma_{s,s} = 1.15$
 $\cotg(\theta_X) = 2.5$
 $\cotg(\theta_Y) = 2.5$
 $\phi_{staffeX} = 12$
 Numero bracciX = 2
 Passo staffeX = 20
 Area staffeX = 11.3097 cmq/m
 $\phi_{staffeY} = 12$
 Numero bracciY = 2
 Passo staffeY = 20
 Area staffeY = 11.3097 cmq/m
 $b_{wX} = 51.53$, $h_{uX} = 79.22$
 $b_{wY} = 50.86$, $h_{uY} = 77.42$
 $Asl,X = 31.86$
 $Asl,Y = 37.17$
 $T_x = 0$, $T_y = 23741$



Resistenza a taglio senza armature
 $V_{cdX} = 23381.01$
 $V_{cdY} = 24040.26$
 $T_x/V_{cdX} + T_y/V_{cdY} = 0.99 \leq 1$
 non serve armatura a taglio

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
 $V_{rd,max,X} = 126888.78$
 $V_{rd,max,Y} = 122393.33$
 $T_x/V_{rd,max,X} + T_y/V_{rd,max,Y} = 0.19 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione x
 $V_{rsdX} = 68593.31$
 $T_x/V_{rsdX} = 0 \leq 1$
 Resistenza staffe in direzione y
 $V_{rsdY} = 67034.76$
 $T_y/V_{rsdY} = 0.35 < 1$

Combinazione 2



Acls = 7814.17
sigma,cp = -4.29
fck = 350 , fywk = 3913

gamma,c = 1.5
Alfacc = 0.85
gamma,s = 1.15
cotg(thetaX) = 2.5
cotg(thetaY) = 2.5
ø staffeX = 12
Numero bracciX = 2
Passo staffeX = 20
Area staffeX = 11.3097 cmq/m
ø staffeY = 12
Numero bracciY = 2
Passo staffeY = 20
Area staffeY = 11.3097 cmq/m
bwX = 51.53 , huX = 79.22
bwY = 50.86 , huY = 77.42
Asl,X = 31.86
Asl,Y = 37.17
Tx = 0 , Ty = 16733

Resistenza a taglio senza armature
VcdX = 24790.66
VcdY = 25399.97
Tx/VcdX + Ty/VcdY = 0.66 <= 1
non serve armatura a taglio

resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse
Vrd,max,X = 128347.03
Vrd,max,Y = 123799.92
Tx/Vrd,max,X + Ty/Vrd,max,Y = 0.14 <= 1
Resistenza staffe in direzione x
VrsdX = 68593.31
Tx/VrsdX = 0 <= 1
Resistenza staffe in direzione y
VrsdY = 67034.76
Ty/VrsdY = 0.25 < 1

Combinazione 5

Figura 55: SLU/ECC– Calcolo taglio resistente - Sezione tra -10.0 e -17.0 m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

I limiti assunti per le verifiche sono:

Combinazione Rara

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.60 \times 35 = 21 \text{ MPa (210 daN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa (3600 daN/cm}^2\text{)}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.75 \text{ MPa (157.5 daN/cm}^2\text{)}$$

Le verifiche di tensione sono riassunte nella seguente tabella:

Comb	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	N [daN]	$\sigma_{c,min}$ [daN/cm ²]	$\sigma_{f,max}$ [daN/cm ²]
6 RARA	7251900	0	-23940	-112.3	1490.3
10 Q.P.	6478000	0	-30218	-66.5	1517.6

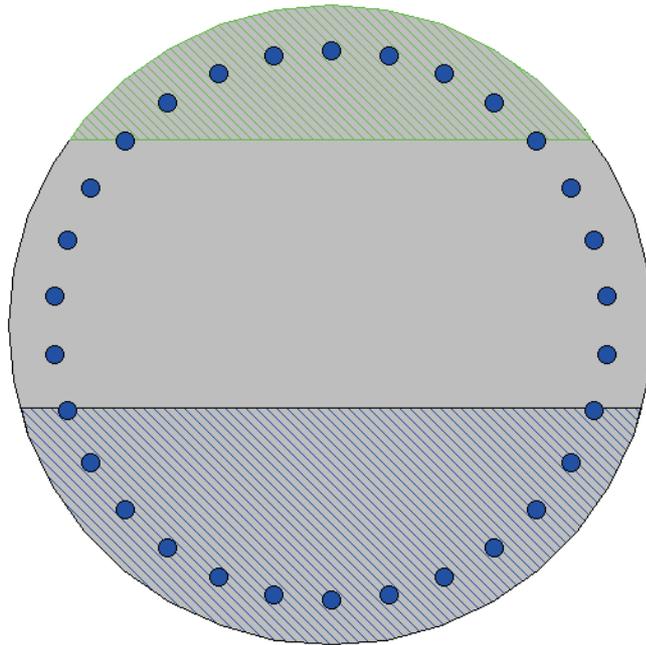
I valori di tensione sono sempre inferiori ai limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte.

Verifiche a fessurazione

Verifica SLE frequente – comb 8

Mx	6624900	
My	0	
N	-18020	...
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K 1	0.8	
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	32.1	
fct,sr	32.1	
Copriferro	5.52	<input type="checkbox"/>
Interferro	8.99	<input type="checkbox"/>
fck	450	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2		
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		

Ac,eff = 1183.8 cmq
 As,eff = 37.2 cmq
 Wm = 0.1513 mm
 Wd = Wm = 0.1513 mm
 Sm = 328.3 mm
 Eps = 0.0004608
 Copriferro = 5.5
 Interferro = 9.0
 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
 Mx = 4715295.3 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = -12825.8 daN

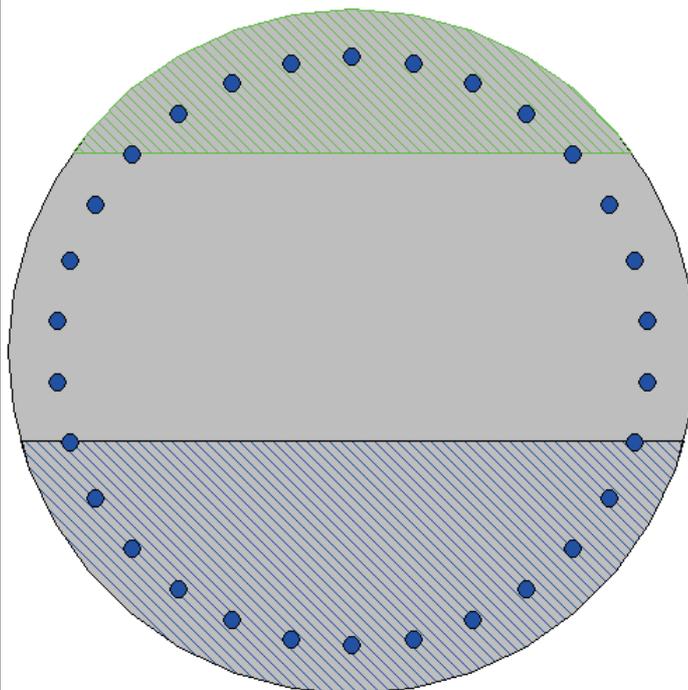


$w_d = 0.1513 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

Verifica SLE quasi permanente – comb 10

Mx	6478000	
My	0	
N	-15767	...
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K 1	0.8	
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	32.1	
fct,sr	32.1	
Copriferro	5.52	<input type="checkbox"/>
Interferro	8.99	<input type="checkbox"/>
fck	450	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2		
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		

Ac,eff = 1189.6 cmq
 As,eff = 37.2 cmq
 Wm = 0.1478 mm
 Wd = Wm = 0.1478 mm
 Sm = 329.0 mm
 Eps = 0.0004493
 Copriferro = 5.5
 Interferro = 9.0
 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 32.1
 Mx = 4695952.5 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = -11429.6 daN



$w_d = 0.1974 \text{ mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

9.5.2 Verifiche strutturali cordolo di sommità in c.a.

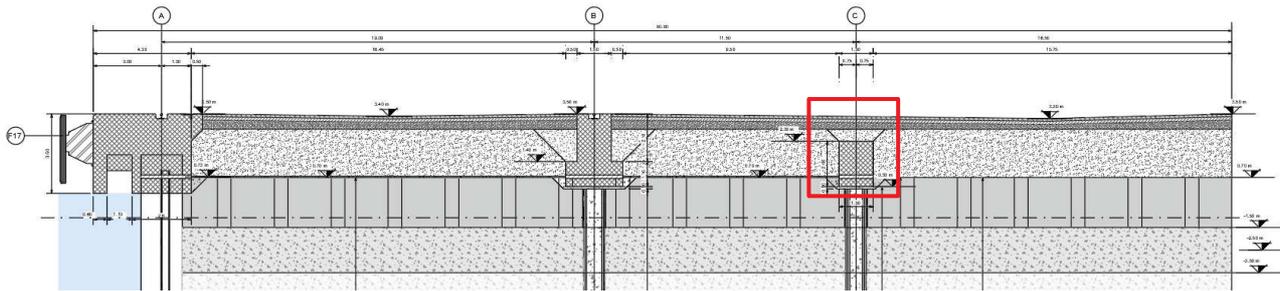


Figura 56: Key – Section.

Le verifiche saranno eseguite nel piano orizzontale in quanto le sollecitazioni sul piano verticale sono assorbite direttamente dai pali. L'interasse dei pali (1.575 m) e il notevole diametro (1.0 m) fa sì che il sovraccarico verticale che agisce sulla superficie superiore del cordolo vada ad interessare direttamente la testa palo, senza indurre significativa flessione e taglio sul piano verticale.

Il cordolo di collegamento tra i pali ha la funzione di ripartire eventuali differenze di carico sui tiranti. Si ipotizza, a favore di sicurezza, che ci sia una differenza di carico del 50% (che si ritiene molto rilevante) tra due tiranti adiacenti. Si ha quindi:

Tiro massimo tirante SLU

$$FSd = 1153 \times 1.3 = 1499 \text{ kN}$$

Tiro massimo tirante SLE

$$F = 1153 \text{ kN}$$

$$L_{\text{calcolo}} = 2 \times 1.575 = 3.15 \text{ m}$$

$$M_{sd} (\text{SLU}) = 0.5 \times 1499 \times 3.15 / 4 = 590 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} (\text{SLU}) = 1/2 \times 0.5 \times 1499 = 375 \text{ kN}$$

$$M (\text{SLE}) = 0.5 \times 1153 \times 3.15 / 4 = 454 \text{ kNm}$$

Geometria

Sezione di verifica	2000x1500 mm
Armatura lato mare	8 Ø 20 mm
Armatura lato terra	8 Ø 20 mm
Staffe (orizzontali)	2 braccia orizzontali Ø12/300 mm

Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	200	150	1	25.13	9
			2	25.13	141

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1'416 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 2.894 ‰
 ε_s 67.5 ‰
 d 141 cm
 x 5.796 x/d 0.04111
 δ 0.7

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)								
DATI INIZIALI SEZIONE								
B=	2000	mm	(base sezione)			Armatura tesa :		
H=	1500	mm	(altezza sezione)			Arm. 1:	8 φ 20 As	
Cl:	C35/45		γ _{cls} =	1.5		Arm. 2:	0 φ 16 2513	
f _y =	450	MPa	γ _{acc} =	1.15		Arm. 3:	0 φ 14 mmq	
f _{cd} =	19.83	MPa				Armatura compressa :		
f _{yd} =	391.3	MPa				Arm. 1:	8 φ 20 A's	
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)			Arm. 2:	0 φ 24 2513	
Sollecitazioni:						Arm. 3:	0 φ 20 mmq	
VE _d =	375	kN				Staffe φ	12 passo: 300 mm	
N=	0	kN	(positivo: trazione)			N° braccia:	2	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)								
f _{ck} =	35	MPa	d=	1418	mm	k=	1.376	
v _{min} =	0.334		ρ ₁ =	0.001		σ _{cp} =	0.000 Mpa	
VR _d =	947.4	kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO					
N _{arm} =	983.5	kN	OK					

Verifica tensioni allo SLE

VERIFICA TENSIONI IN "SLE RARA" SEZIONE RETTANGOLARE					
Caratteristiche sezione rettangolare:					
Larghezza =	2000 mm	Coprifero effettivo =	60 mm	Momento flettente =	454.00 kNm
Altezza =	1500 mm	Diametro staffa =	12 mm	fck =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	6.16				
Armatura a trazione :					
Armatura 1:	8 ϕ 20	Area totale tesa =	2513 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 14	Coprifero baricentrico =	82 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 20	Altezza utile =	1418 mm		
Armatura a compressione :			Pos. asse neutro y = 137.69 mm		
Armatura 1:	8 ϕ 20	Area totale compressa =	2513 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Coprifero baricentrico =	82 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0				
Tensione limite cls (0.60fck)			Tensione cls =	2.3 MPa	verificato
$\sigma_c =$	21 MPa				
Tensione limite acciaio (0.80fyk)			Tensione acciaio arm. tesa =	132 MPa	verificato
$\sigma_s =$	360 MPa				

VERIFICA TENSIONI IN "SLE QUASI PERM." SEZIONE RETTANGOLARE					
Caratteristiche sezione rettangolare:					
Larghezza =	2000 mm	Coprifero effettivo =	60 mm	Momento flettente =	454.00 kNm
Altezza =	1500 mm	Diametro staffa =	12 mm	fck =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	15				
Armatura a trazione :					
Armatura 1:	8 ϕ 20	Area totale tesa =	2513 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 14	Coprifero baricentrico =	82 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	1418 mm		
Armatura a compressione :			Pos. asse neutro y = 203.07 mm		
Armatura 1:	8 ϕ 20	Area totale compressa =	2513 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Coprifero baricentrico =	82 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0				
Tensione limite cls (0.45fck)			Tensione cls =	1.49 MPa	verificato
$\sigma_c =$	15.75 MPa				

Verifica a fessurazione

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE RETTANGOLARE (rif. C4.1.2.2.4.5 formula C4.1.5 circolare n. 7 del 21/1/19)					
B=	2000	mm	(base sezione)	Calcolo posizione asse neutro sezione fessurata	
H=	1500	mm	(altezza sezione)	i =	15.8336
M=	454	kNm	(momento flettente SLE)	ka =	750
Armatura a trazione :				x =	139 mm (distanza asse neutro)
Arm. 1:	8	φ	20	Jx =	2.8E+10 mm ⁴ (inerzia rispetto asse neutro)
Arm. 2:	0	φ	0	σs =	132 Mpa (σ arm. tesa sezione fessurata)
Arm. 3:	0	φ	0	Wcls =	7.5E+08 mm ⁴ (modulo inerzia solo cls)
Armatura a compressione :				σc =	0.60533 MPa (σ cls. teso sezione solo cls)
Arm. 1:	8	φ	20	k1 =	0.8 (barre aderenza migliorata)
Arm. 2:	0	φ	0	k2 =	0.5 (flessione)
Arm. 3:	0	φ	0	k3 =	3.4
As,t =	2513	mmq	(area acciai tesa)	k4 =	0.425
As,c =	2513	mmq	(area acciaio compressa)	d =	1418 mm
c =	72	mm	(ricoprimento armatura)	hc,ef =	205 mm
f =	20	mm	(diam. barre per calcolo fessure)	Ac,ef =	410000 mmq
αe =	6.3		(rapporto Es/Ecm)	Sp max =	410 mm (spaziatura max tra le barre)
kt =	0.4		(fattore durata carico)	εsm =	0.00038
fctm =	3.21	MPa	(res. media traz. Cls)	Δsm =	470.268 mm
Limite fessura	0.2	mm			
AMPIEZZA FESSURA $W_k = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta s, m =$				NON FESS. VERIFICATO	

9.5.3 Capacità portante verticale

La stabilità ai carichi verticali dei pali di fondazione della gru di banchina viene verificata per i pali della via di corsa lato mare e lato terra. Nei successivi paragrafi si mostreranno le verifiche relative ai due allineamenti considerati.

Il carico assiale in testa palo risulta:

		SLU	SLV
		433	160
Palo d1000 i=1.575 m	N [kN]		

La somma dei contributi comporta

9.6 SOLETTA C.A. D'ANGOLO

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) degli elementi strutturali costituenti la trave martello.

Le sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali per le combinazioni di carico definite in condizioni statiche e sismiche sono state ricavate dai risultati dei calcoli geotecnici eseguiti nei precedenti paragrafi ed ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

Per semplicità di calcolo la soletta è stata verificata come vincolo fisso allo spostamento delle pareti combinate d'angolo, pertanto le azioni al bordo risultano dal seguente schema:



	Spinta terreno	Spinta falda	Sovraccarico (60 kN/m ²)
L [m]	18.5000	18.5000	18.5000
a [m]	6.9344	5.0000	9.2500
b [m]	11.5656	13.5000	9.2500
F [kN/m]	602.67	1125.00	333.00
V ₁ [kN/m]	376.77	820.95	166.50
V ₂ [kN/m]	225.90	304.05	166.50

Verranno applicate sul bordo della soletta i carichi lineari V_2 .

9.6.1 Verifiche strutturali sulla soletta

Si riportano le verifiche strutturali della soletta di irrigidimento d'angolo di spessore 1000mm i cui lati ortogonali risultano lunghi 9.0m. La posizione è identificata nell'immagine seguente:

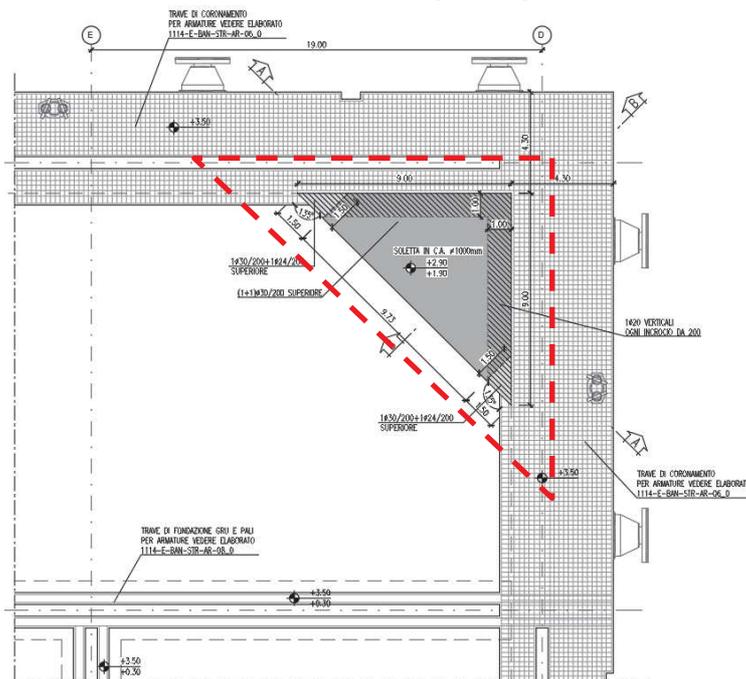


Figura 57: Key - plan.

Qui di seguito si riporta il modello numerico che presenta vincoli fissi sui bordi e molle in direzione verticale all'interno della sagoma. Il bordo destro sarà vincolato a traslazione verticale DZ e a traslazione lungo Y DY: il bordo superiore sarà vincolato a traslazione verticale DZ e traslazione lungo X DX. Le molle alla Winkler risultano pari a 0.3 kg/cm³.

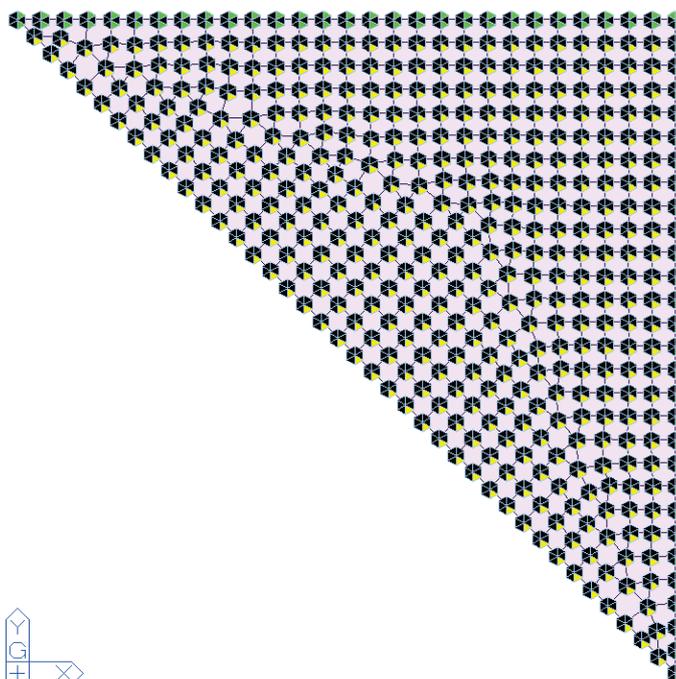


Figura 58 Schema vincoli

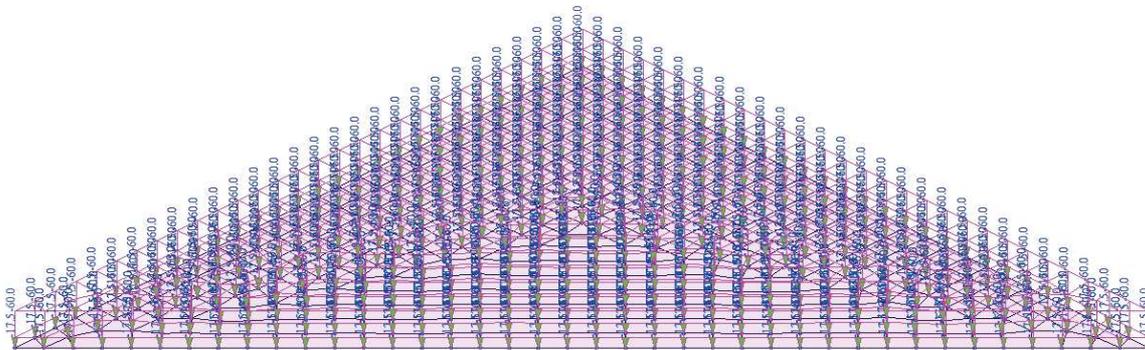


Figura 59 Carichi verticali: $G_2=17.5 \text{ kN/m}^2$; $Q=60 \text{ kN/m}^2$

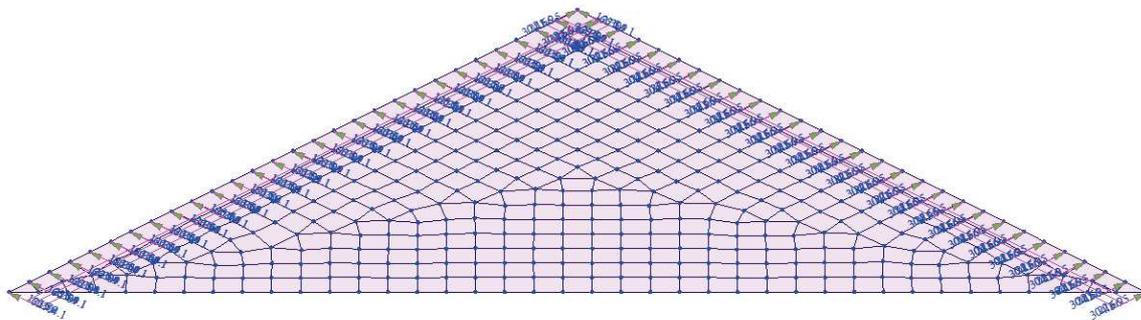


Figura 60 Carichi orizzontali: $G_{2, \text{terreno}}=225.90 \text{ kN/m}$; $G_{2, \text{falda}}=304.05 \text{ kN/m}$; $Q=166.5 \text{ kN/m}$

Di seguito si riportano le sollecitazioni sulla piastra:

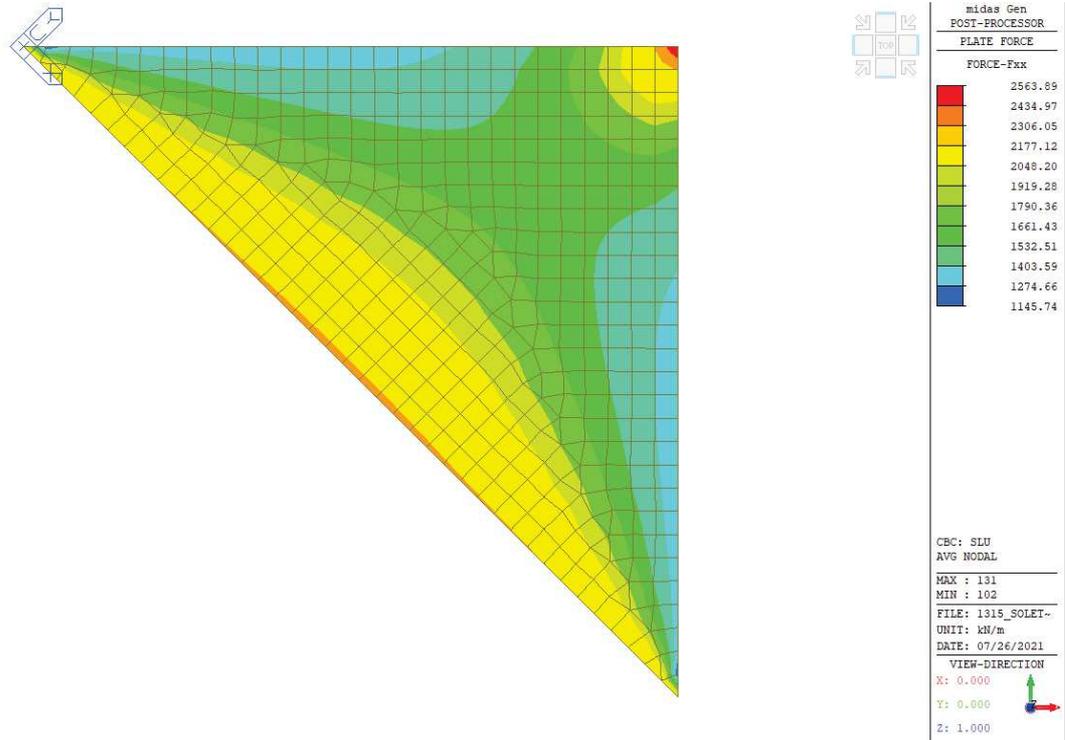


Figura 61 Forze assiali FXX

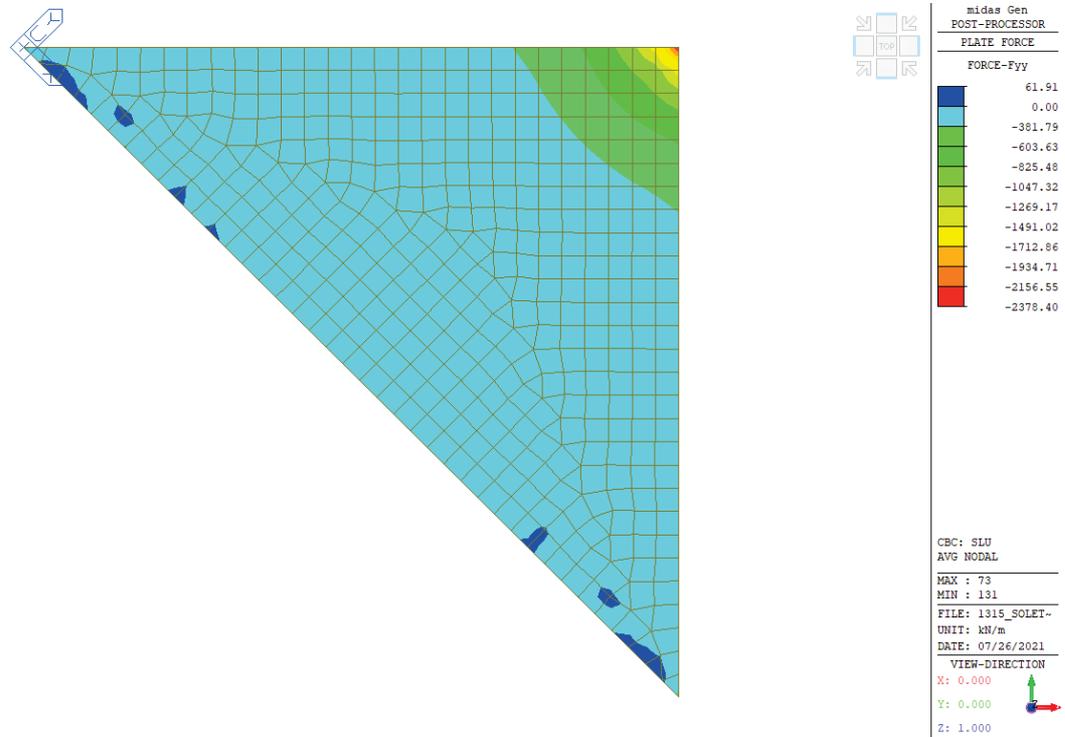


Figura 62 Forze assiali FYY

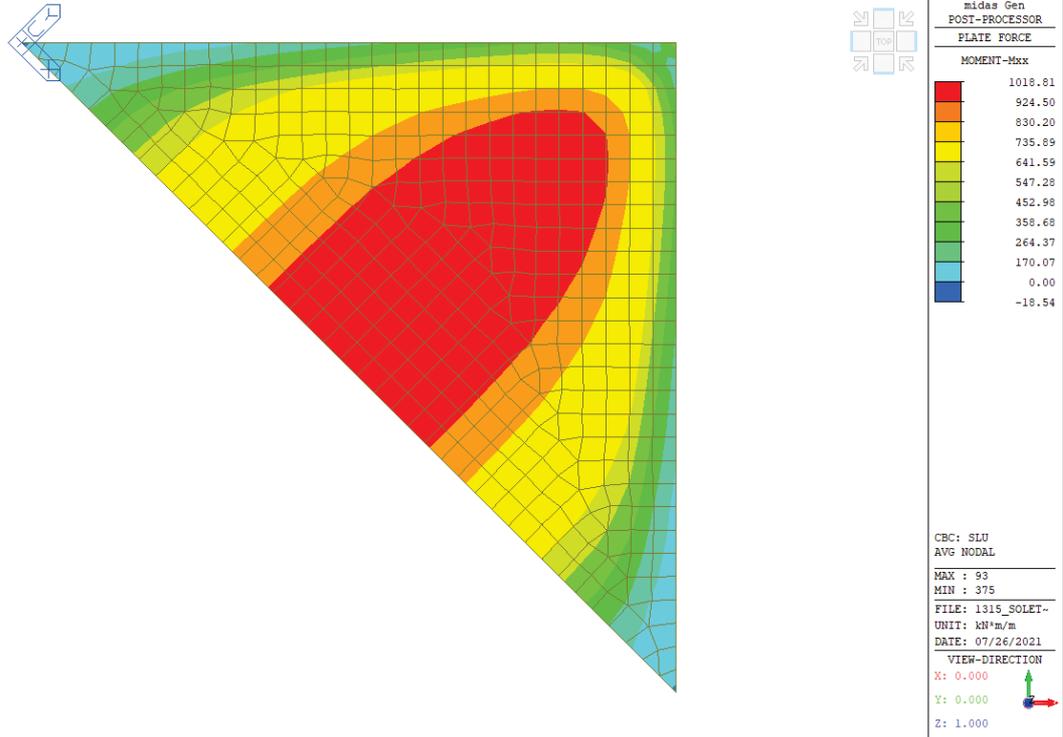


Figura 63 Momenti MXX

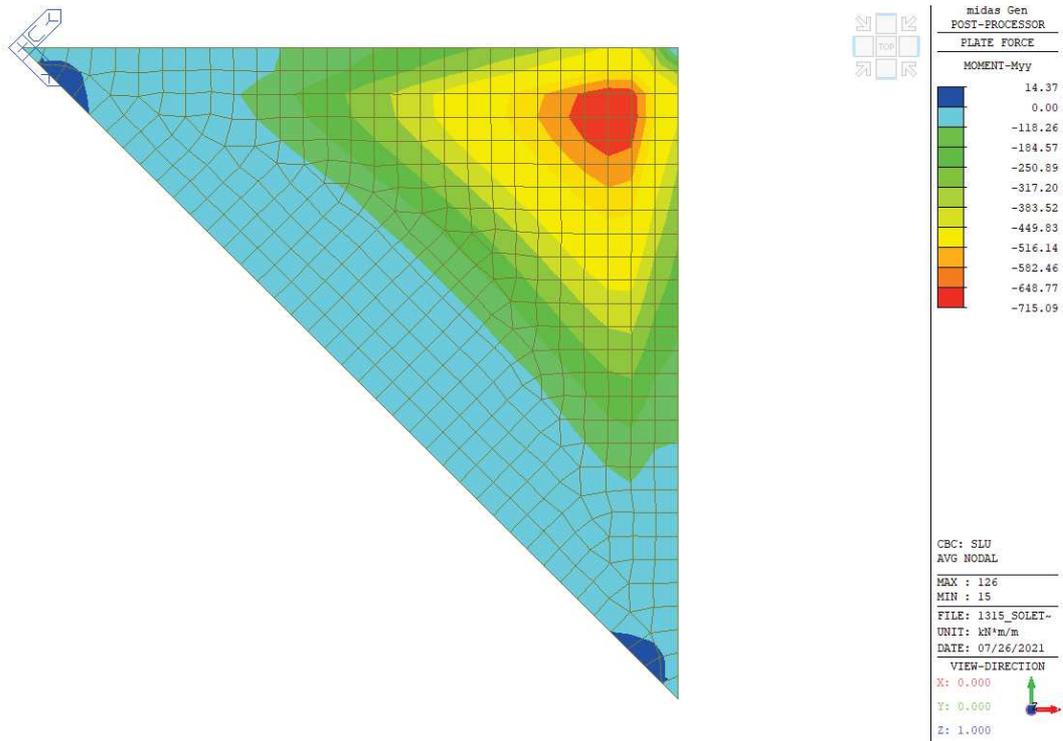


Figura 64 Momenti MY

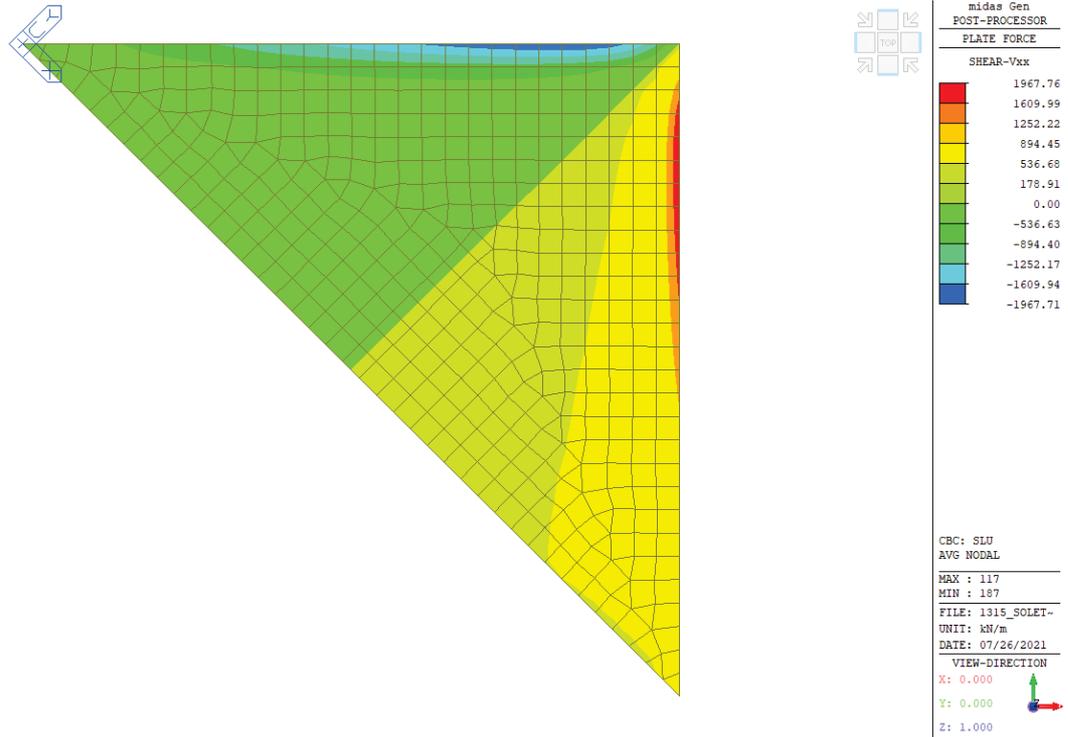


Figura 65 Forze taglianti VXX

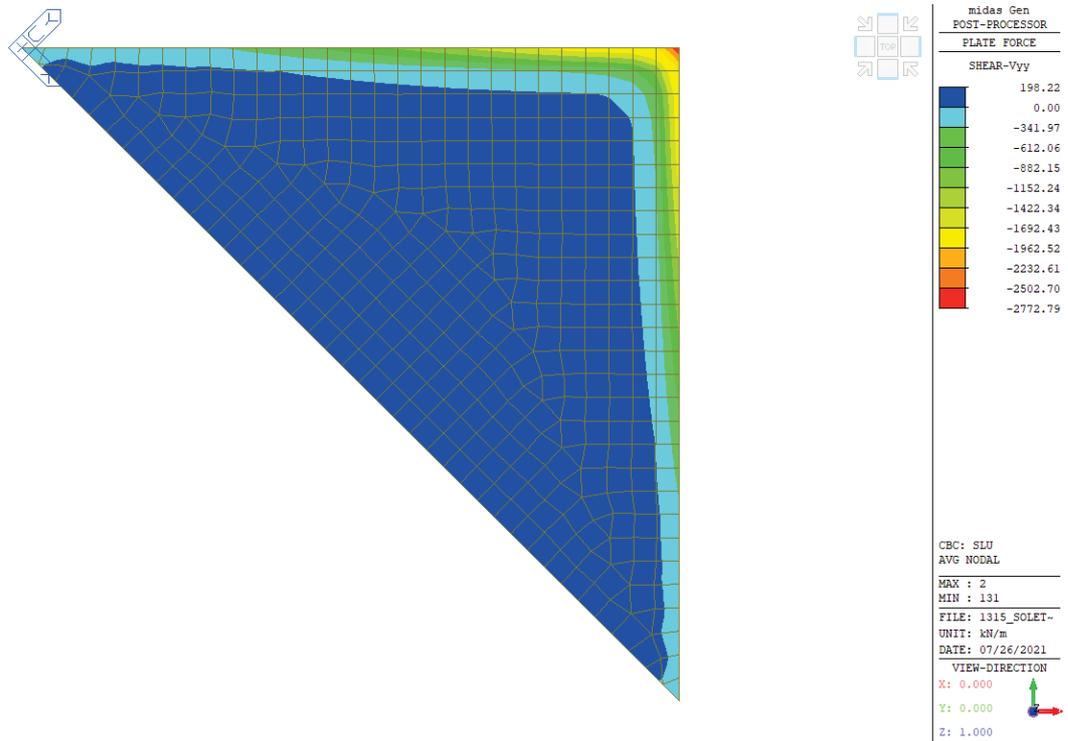
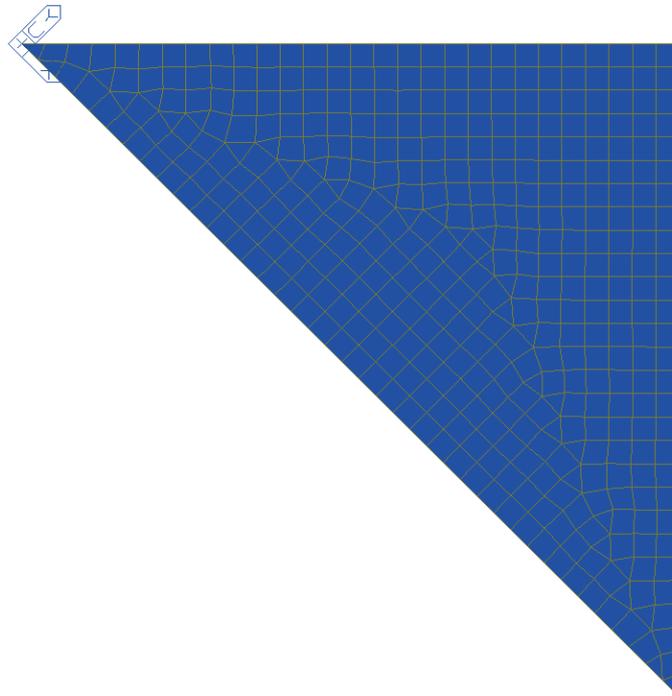


Figura 66 Forze taglianti VYY

Risultano quindi le seguenti armature



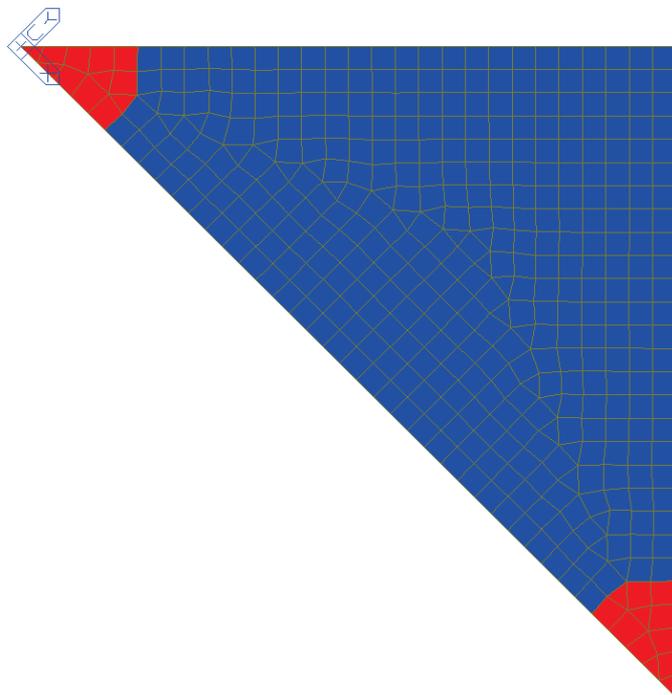
midas Gen
POST-PROCESSOR
SHELL DESIGN

F300200
None

Position:
Top Side
Smoothing:
Cell (Avg.Nodal)
Component:
Direction 1
Rebar Arrangement

ALL COMBINATION
MAX : 2
MIN : 2
FILE: 1315_SOLET-
UNIT: None
DATE: 07/26/2021

Figura 67 Armature superiori direzione 1 (Y): Ø30/200



midas Gen
POST-PROCESSOR
SHELL CHECKING

F300200, F240200
F300200
None

Position:
Top Side
Smoothing:
Cell (Avg.Nodal)
Component:
Direction 2
Rebar Arrangement

ALL COMBINATION
MAX : 6
MIN : 2
FILE: 1315_SOLET-
UNIT:
DATE: 07/26/2021

Figura 68 Armature superiori direzione 2 (X): Ø30/200 e Ø30/200+Ø24/200

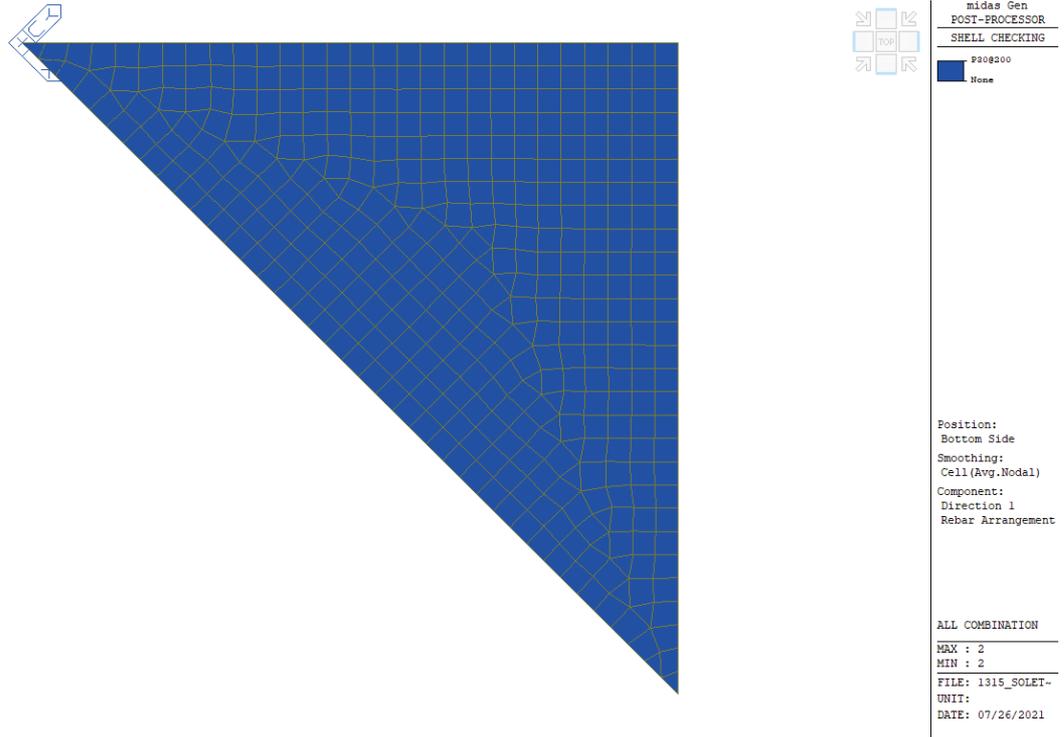


Figura 69 Armature inferiori direzione 1 (Y): Ø30/200

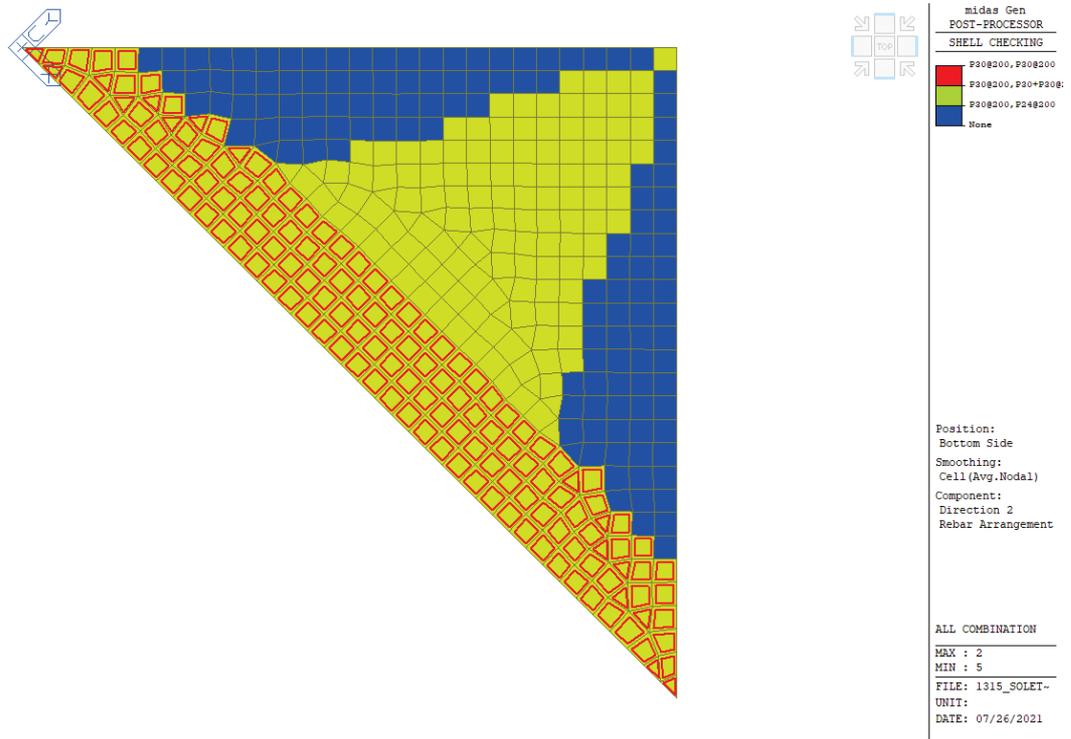


Figura 70 Armature inferiori direzione 2 (X): Ø30/200 con infittimenti Ø24/300 (blu): Ø30/300 (verde); Ø30/200+Ø30/100 (evidenziato in rosso)

I rapporti di verifica risultano quindi i seguenti:

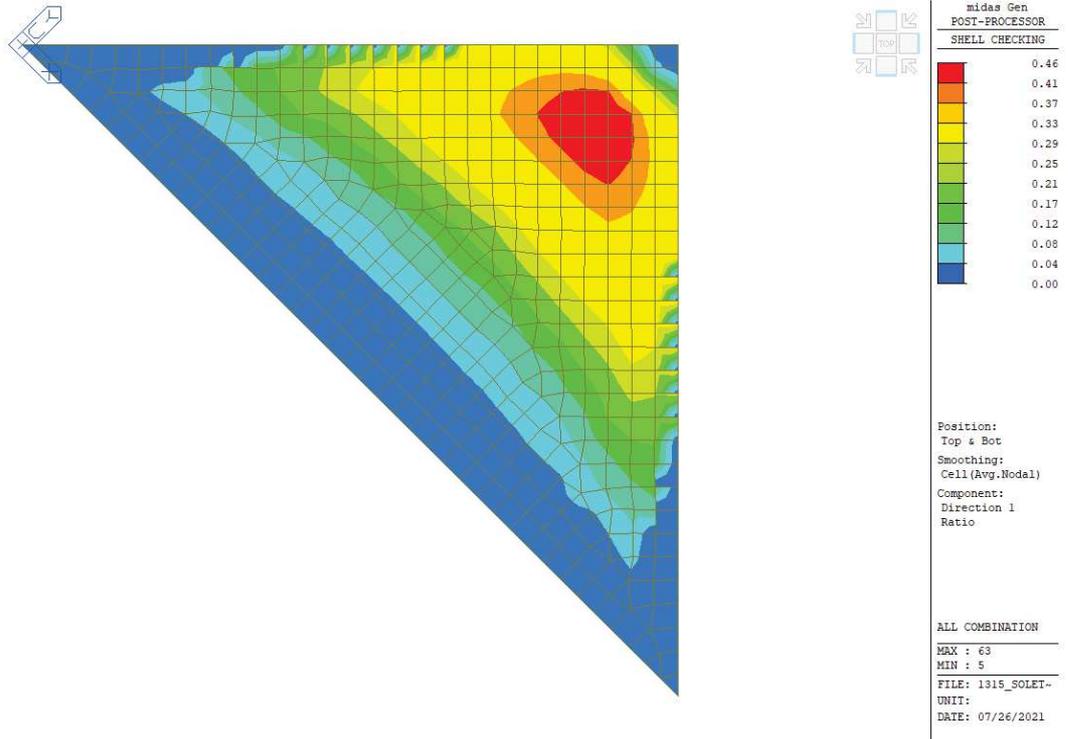


Figura 71 Rapporti di verifica tensione sulle barre direzione 1 (Y)

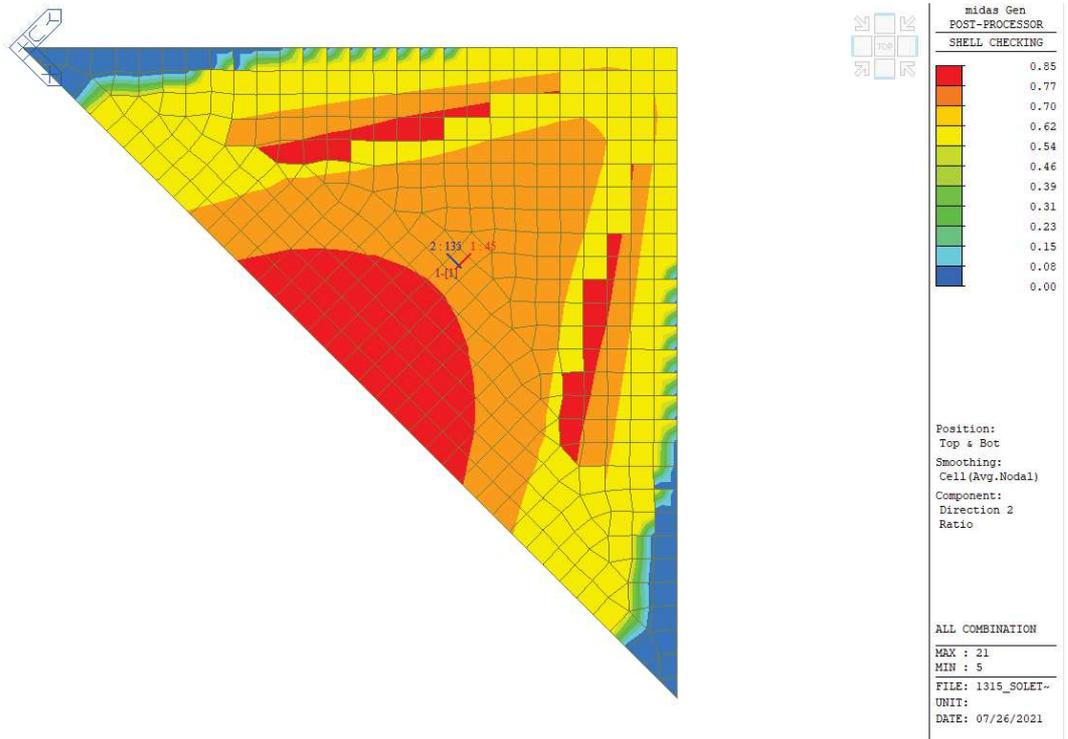


Figura 72 Rapporti di verifica tensione sulle barre direzione 2 (X)

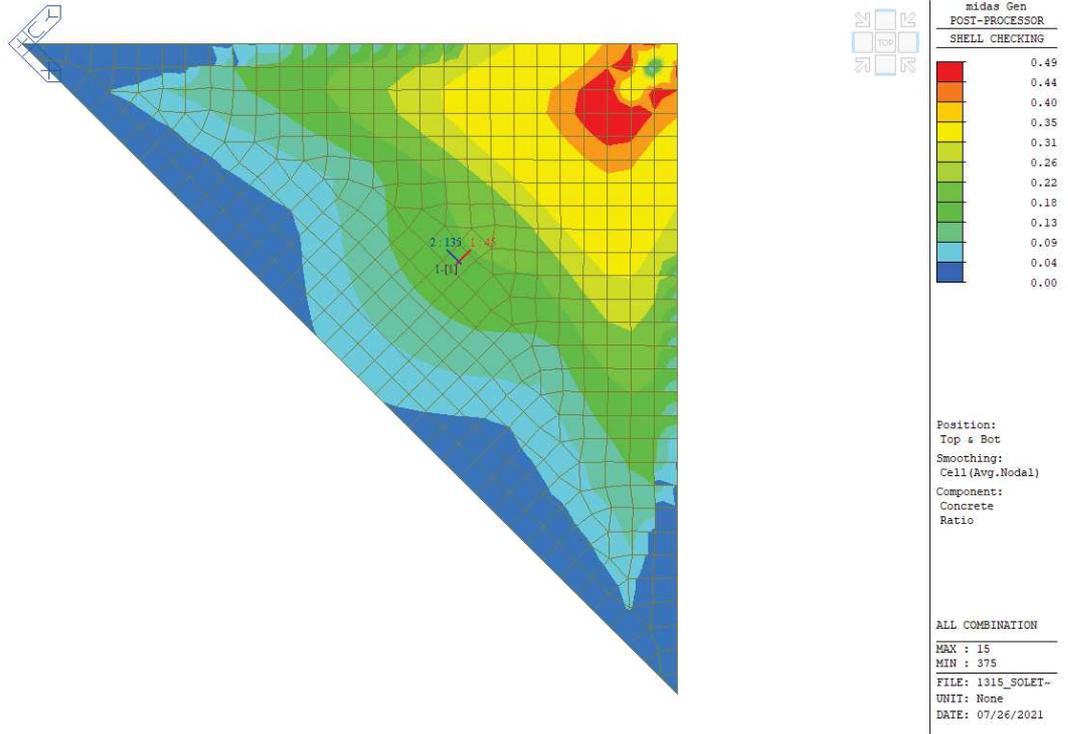
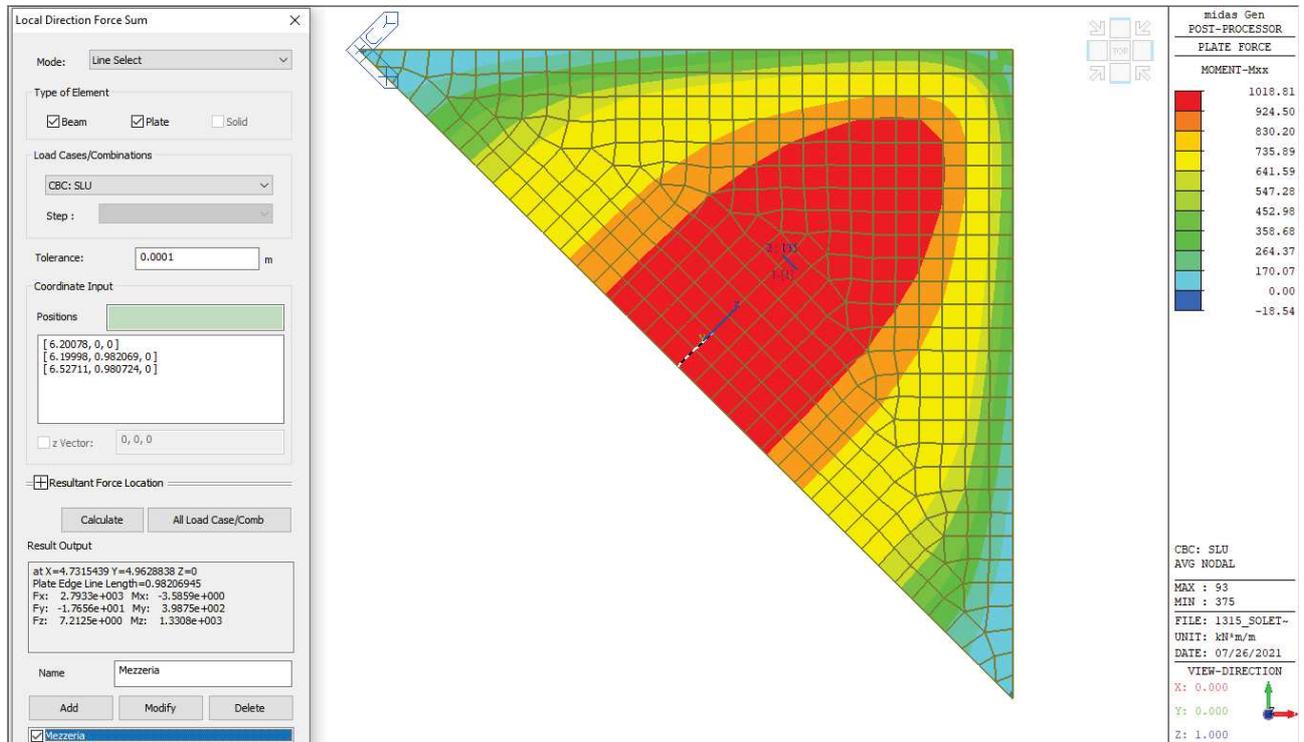


Figura 73 Rapporto di verifica compressione nel cls

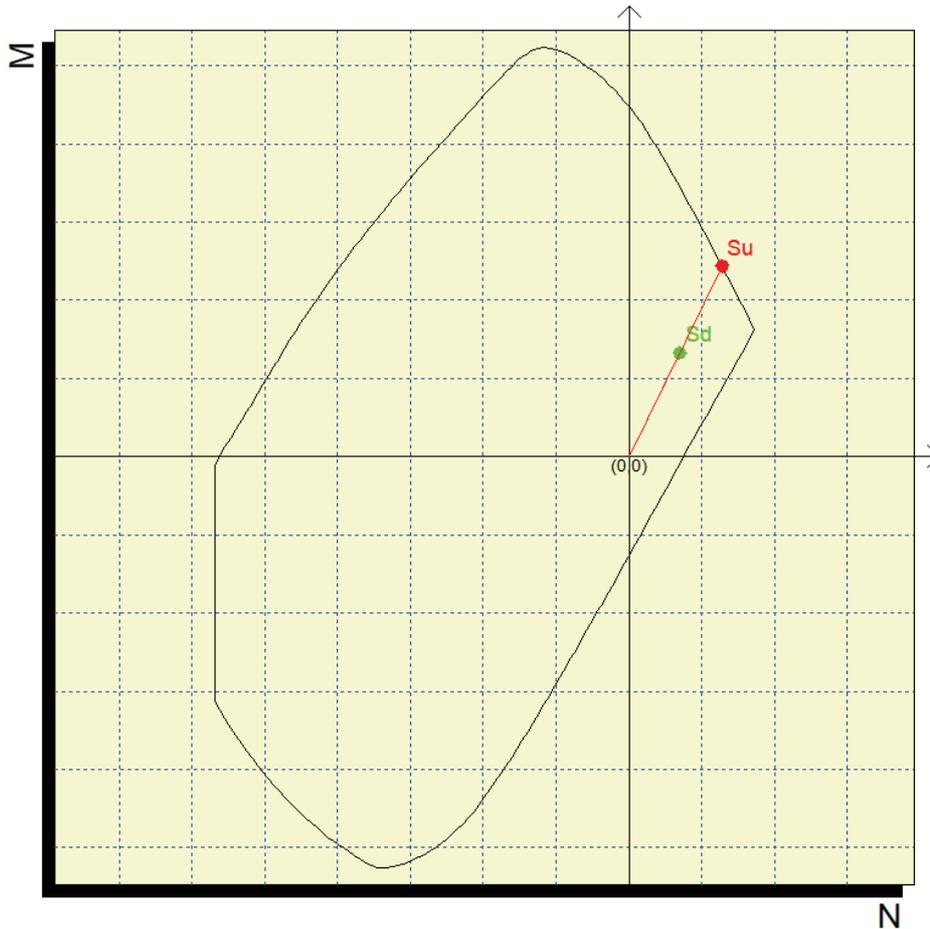
9.6.1.1 Verifica in mezzeria campata

Si riporta la verifica sezionale in mezzeria in direzione 2:



	Name	Load	Length (m)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
▶	Mezzeria	SLE C	0.98	2072.47	-12.35	5.35	-2.37	295.85	939.15
	Mezzeria	SLE F	0.98	2022.92	-11.55	5.22	-2.12	288.78	884.20
	Mezzeria	SLE QP	0.98	1973.37	-10.74	5.10	-1.86	281.70	829.25
	Mezzeria	SLU	0.98	2793.30	-17.66	7.21	-3.59	398.75	1330.79

VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	-13301000	0	279330	2.597>1	1.832>1

Verifica di stato limite ultimo nella combinazione peggiore

Coefficiente a Mx/My = costante

Coefficiente minimo 1.8324

Famiglia di combinazioni: SLU

combinazione: 1

Mx -13301000

My 0

N 279330

Mux -24372741.12

Muy 0

Nu 511844.06

Coefficiente a N = costante

Coefficiente minimo 2.59682

Famiglia di combinazioni: SLU

combinazione: 1

Mx -13301000

My 0

N 279330

Mux -34540255.15

Muy 0

Nu 279330

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-13301000.0	0.0	279330.0	-24372741.1	0.0	511844.1	1.8323992

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-13301000.0	0.0	279330.0	-34540255.2	0.0	279330.0	2.5968164

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLU

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	-13301000	0	279330	-28.8	2230.2	0.0	0.0

Verifica di stato limite di esercizio

Combinazioni di carico: Combinazioni

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
C	-9391500	0	207250	0	0	0
F	-8842000	0	202290	0	0	0
QP	-8292500	0	197340	0	0	0

Valutazione delle tensioni nella famiglia Combinazioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
C	-9391500	0	207250	-14.2	1613.2	0.0	0.0
F	-8842000	0	202290	-11.1	1545.1	0.0	0.0
QP	-8292500	0	197340	-7.7	1477.0	0.0	0.0

Valutazione delle tensioni

Unità di misura daN, cm

Verifica n° 1 Fam. Combinazioni comb.C

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN* cm)	My(daN* cm)	N(daN)	sc,max(daN/ cmq)	sc,min(daN/ cmq)	sf,max(daN/ cmq)	sf,min(daN/c mq)	sp,max(daN/ cmq)	sp,min(daN/ cmq)
-9391500	0	207250	0.0	-14.2	1613.2	-96.5	0.0	0.0

Deformazioni riferite al sistema globale

DEps(0,0)	DTethaX	DTethaY	Ec min	Ec max	Ef max
3.611244E-04	-9.251271E-06	7.623320E-22	-1.01439E-04	8.23688E-04	7.68180E-04

Hutile (d)=94.

X asse n.=10.96489215 cm

X/d =0.116647789

scarto di convergenza = 5.86E-07 % con 6 iterazioni

Caratt. geom. ideali (rif. baric. ideale):

Mod. Elast. di omog. = 140000 daN/cm²

Xgi(cm)	Ygi(cm)	Aid(cm ²)	Jxid(cm ⁴)	Jyid(cm ⁴)	Jxyid(cm ⁴)	Jnd(cm ⁴)
0.	-3.67	3747.208017	6.664221E+06	3.225168E+06	1.654413E-11	6.664221E+06

Deformazioni singoli poligoni

Poligono 1:

TethaX,in.	TethaY,in.	Eps,in.	TethaX,fin.	TethaY,fin.	Eps,fin.
0.000000E00	0.000000E00	0.000000E00	-9.251271E-06	7.623320E-22	3.611244E-04

Eq.asse n.: X*(-7.623320E-22) + Y*(-9.251271E-06) + (3.611244E-04) = 0

Verifica n° 2 Fam. Combinazioni comb.F

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN* cm)	My(daN* cm)	N(daN)	sc,max(daN/ cmq)	sc,min(daN/ cmq)	sf,max(daN/ cmq)	sf,min(daN/c mq)	sp,max(daN/ cmq)	sp,min(daN/ cmq)
-8842000	0	202290	0.0	-11.1	1545.1	-57.6	0.0	0.0

Deformazioni riferite al sistema globale

DEps(0,0)	DTethaX	DTethaY	Ec min	Ec max	Ef max
3.541678E-04	-8.672652E-06	5.995121E-22	-7.94648E-05	7.87800E-04	7.35765E-04

Hutile (d)=94.

X asse n.=9.16268546 cm

X/d =0.097475377

scarto di convergenza = 3.58E-13 % con 7 iterazioni

Caratt. geom. ideali (rif. baric. ideale):

Mod. Elast. di omog. = 140000 daN/cm²

Xgi(cm)	Ygi(cm)	Aid(cm ²)	Jxid(cm ⁴)	Jyid(cm ⁴)	Jxyid(cm ⁴)	Jnd(cm ⁴)
0.	-5.87	3566.987347	6.304204E+06	3.074984E+06	-7.496248E-12	6.304204E+06

Deformazioni singoli poligoni

Poligono 1:

TethaX,in.	TethaY,in.	Eps,in.	TethaX,fin.	TethaY,fin.	Eps,fin.
0.000000E00	0.000000E00	0.000000E00	-8.672652E-06	5.995121E-22	3.541678E-04

Eq.asse n.: X*(-5.995121E-22) + Y*(-8.672652E-06) + (3.541678E-04) = 0

Verifica n° 3 Fam. Combinazioni comb.QP

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN* cm)	My(daN* cm)	N(daN)	sc,max(daN/ cmq)	sc,min(daN/ cmq)	sf,max(daN/ cmq)	sf,min(daN/c mq)	sp,max(daN/ cmq)	sp,min(daN/ cmq)
-8292500	0	197340	0.0	-7.7	1477.0	-13.6	0.0	0.0

Deformazioni riferite al sistema globale

DEps(0,0)	DTethaX	DTethaY	Ec min	Ec max	Ef max
3.484478E-04	-8.066025E-06	1.102040E-21	-5.48535E-05	7.51749E-04	7.03353E-04

Hutile (d)=94.

X asse n.=6.80055777 cm

X/d =0.072346359

scarto di convergenza = 4.38E-11 % con 7 iterazioni

Caratt. geom. ideali (rif. baric. ideale):

Mod. Elast. di omog. = 140000 daN/cm²

Xgi(cm)	Ygi(cm)	Aid(cm ²)	Jxid(cm ⁴)	Jyid(cm ⁴)	Jxyid(cm ⁴)	Jnd(cm ⁴)
0.	-9.27	3330.774578	5.723951E+06	2.878140E+06	5.928056E-12	5.723951E+06

Deformazioni singoli poligoni

Poligono 1:

TethaX,in.	TethaY,in.	Eps,in.	TethaX,fin.	TethaY,fin.	Eps,fin.
0.000000E00	0.000000E00	0.000000E00	-8.066025E-06	1.102040E-21	3.484478E-04

Eq.asse n.: $X*(-1.102040E-21) + Y*(-8.066025E-06) + (3.484478E-04) = 0$

Verifiche a fessurazione

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Comb	Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
F	-8842000	0	202290	15	0.1725	0.1725	290	5.9537E-04	32.1	0.8	0.5	1	0.8
QP	-8292500	0	197340	15	0.1631	0.1631	290	5.6296E-04	32.1	0.8	0.5	1	0.8

9.6.1.2 Verifica a taglio

Si riporta la verifica a taglio sul bordo della soletta, considerando armatura a spilli Ø20 posta ad ogni incrocio dell'armatura longitudinale, quindi uno spillo ogni 200mm o 5 spilli ogni metro in entrambe le direzioni.

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)									
DATI INIZIALI SEZIONE									
B=	1000	mm	(base sezione)			Armatura tesa :			
H=	1000	mm	(altezza sezione)			Arm. 1:	5	φ	30 As
Cls:	C35/45		γcls=	1.5		Arm. 2:	5	φ	24 5796
fy=	450	MPa	γacc=	1.15		Arm. 3:	0	φ	16 mmq
fcd=	19.83	MPa				Armatura compressa :			
fyd=	391.3	MPa				Arm. 1:	5	φ	30 A's
c=	60	mm	(ricoprimento staffe)			Arm. 2:	0	φ	16 3534
Sollecitazioni:						Arm. 3:	0	φ	16 mmq
VEd=	1000	kN				Staffe φ	20	passo:	200 mm
N=	0	kN	(positivo: trazione)			N° braccia:	5		
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)									
fck=	35	MPa	d=	905	mm	k=	1.470		
vmin=	0.369		ρ1=	0.006		σcp=	0.000	Mpa	
VRd=	450.2	kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO						
Narm=	1383.0	kN	OK						
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.2 NTC2018)									
θ=	45	°	(inclinazione biella di cls)	α=	90	°	(angolo arm. Taglio)		
ctg θ=	1.00	OK	(compreso tra 1 e 2.5)	αc=	1.00				
VRsd=	2503.21	kN	(resistenza dell'armatura)			VRd=	2503.21	kN	>VEd: VERIFICATO
VRcd=	4038.56	kN	(resistenza della biella di cls)						

9.7 VERIFICA STRUTTURALE DELLA BITTA

La trave di coronamento risulta sottoposta alle sollecitazioni indotte dal tiro delle bitte, per il quale si considera una componente orizzontale ortogonale alla banchina pari a 1000 kN (valore caratteristico).

La trave di coronamento presenta un'altezza di 3.50 m ed una larghezza di 4.30 m in corrispondenza del ringrosso bitta. Lo schema statico, nella configurazione soggetta al tiro delle bitte posizionate al centro dei tratti individuati dai giunti di costruzione, è quello di una trave su suolo elastico in cui rigidità dei vincoli è quella specifica fornita dai tiranti di ancoraggio. Il valore di progetto allo SLU dell'azione esterna si ricava fattorizzando il valore caratteristico e risulta pari a:

$$PSLU = 1.5 \times P = 1500 \text{ kN}$$

Il modello numerico restituisce a sua volta un valore del momento flettente massimo in corrispondenza della bitta per un carico caratteristico di 1000 kN di 3173 kNm. Ne consegue allo stato limite ultimo:

$$MEd = 1.50 \times 3173 = 4760 \text{ kNm}$$

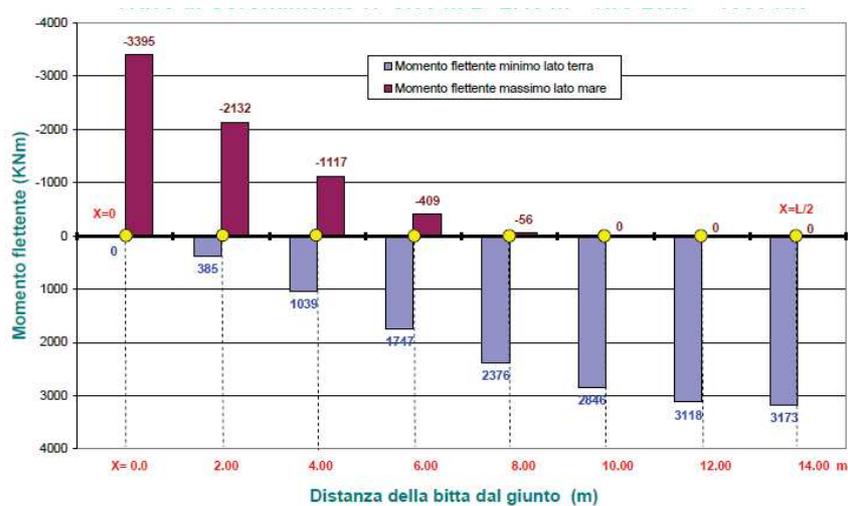


Figura 74 – Linea di influenza delle sollecitazioni massime lungo la trave di coronamento per un carico $P=1000 \text{ kN}$

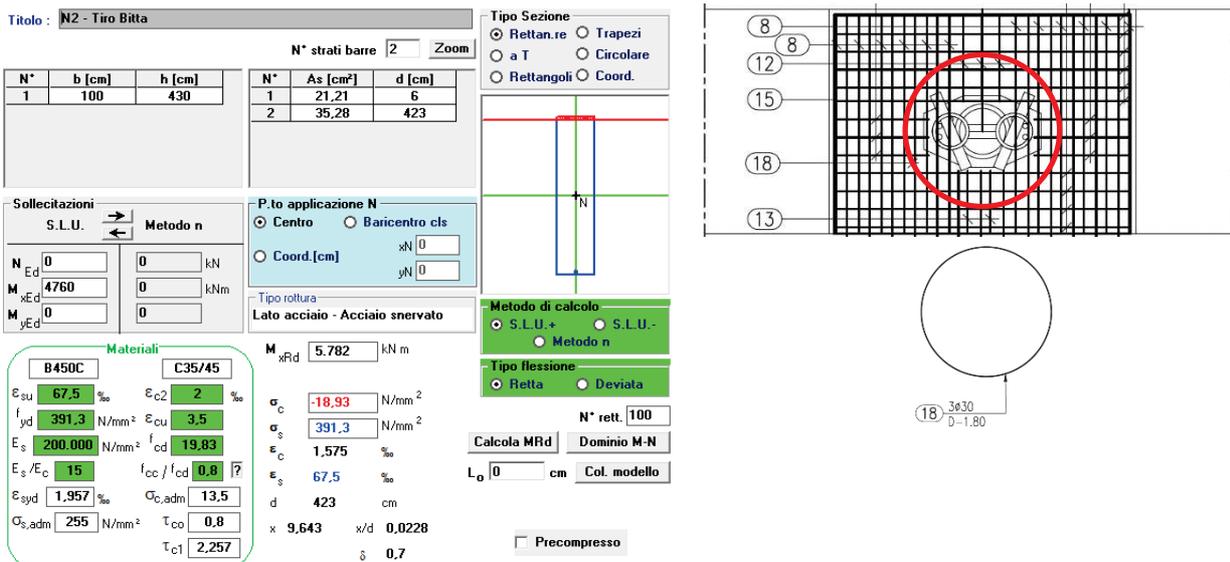


Figura 75 – Verifica di resistenza della trave di coronamento e armature supplementari

La trave di coronamento è realizzata con calcestruzzo classe C35/45 e risulta armata con barre ϕ 16/20 correnti (lato mare) integrate in corrispondenza delle bitte da cavallotti orizzontali ϕ 30 di rinforzo. Il momento resistente di progetto ammonta a:

$$M_{rd} = 5782 \text{ kNm} > M_{Ed} = 4760 \text{ kNm}$$

e pertanto la verifica di resistenza risulta soddisfatta.

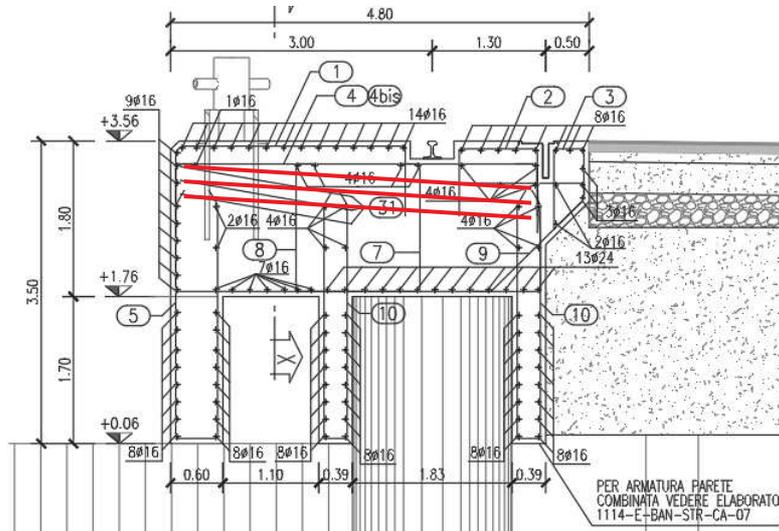


Figura 76 – Sezione sulla bitta d'ormeggio

La sezione resistente della bitta è costituita da un profilo cavo in acciaio S355 del diametro esterno di 610 mm e spessore di 15 mm riempito di calcestruzzo ed armata con un'armatura minima costituita da 18 ϕ 20. Si considera resistente la sola sezione in acciaio, che presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

$$A = 280 \text{ cm}^2$$

$$W = 4070 \text{ cm}^3$$

$$J = 124159 \text{ cm}^4$$

Il momento resistente della sezione risulta valere ($f_{yd} = f_{yk}/1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$):

$$M_{rd} = f_{yd} * W = 1376 \text{ kNm}$$

La verifica di resistenza fornisce:

$$M_{rd} = 1376 \text{ kNm} > M_{sd} = 1050 \text{ kNm (SLU)}$$

10 FONDAZIONI SUPERFICIALI

10.1 POZZETTI 1X1X1.2 M

Si riporta di seguito la verifica dei pozzetti d'ispezione in c.a. avente dimensione interna 100x100x120 cm.
La verifica di questa tipologia di pozzetti è ritenuta valida anche per quelli di dimensioni inferiori

10.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio

Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

Calcestruzzo: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Spinta dell'acqua

Si considera una spinta dell'acqua dal basso verso l'alto e dall'esterno verso l'interno del pozzetto considerando una densità pari a:

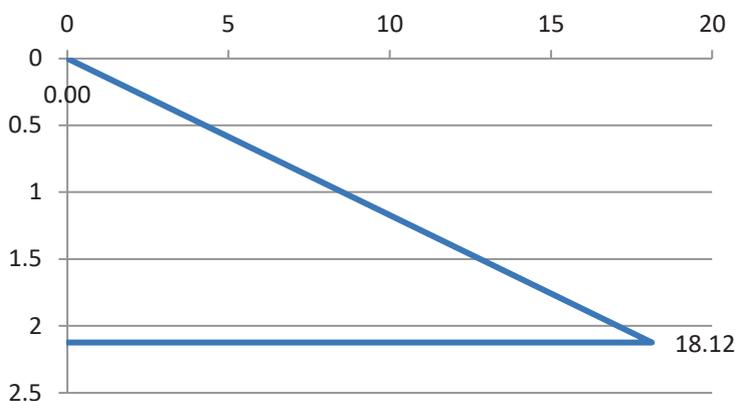
Acqua: $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$

Spinta del terreno

Parametri terreno:

$\phi' =$	35	°	<i>angolo di resistenza a taglio</i>
$k_0 =$	0.426		<i>coefficiente di spinta a riposo</i>
$\gamma_d =$	20	kN/m^3	<i>peso specifico secco</i>

$$p_t = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H = 0.426 \cdot 20 \cdot 2.125 = 18.1 \text{ kN/m}^2$$



Permanenti non strutturali

Si considera il peso di un coperchio di ghisa pari a 300 kg.

Accidentali

Si considera un carico distribuito di banchina pari a 60 kN/m² e gli effetti del sovraccarico sul terreno.

Sovraccarico: $q = 60 \text{ kN/m}^2$

Pressione laterale: $p = k_0 \cdot q = 0.426 \cdot 60 = 25.6 \text{ kN/m}^2$

Neve

Si considera un carico distribuito pari a 1.35 kN/m².

Spinta sismica terreno

L'incremento di spinta sismica del terreno è calcolato in accordo al § 7.11.3.5.2 di NTC18 come segue:

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma \cdot H$$

Dove $k_h = \beta_s a_{max} / g = 1.0 \cdot 0.20 = 0.20$

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma_d \cdot H = 0.20 \cdot 20 \cdot 2.125 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

10.1.2 Modello di calcolo

Si riporta di seguito una vista del modello agli elementi finiti sviluppati mediante il software Midas Gen.

Le pareti in c.a. del pozzetto sono state modellate con elementi di tipo *plate*.

Come vincolo esterno sono state applicate sul fondo delle molle alla Winkler avente rigidezza pari a 1 kg/cm³.

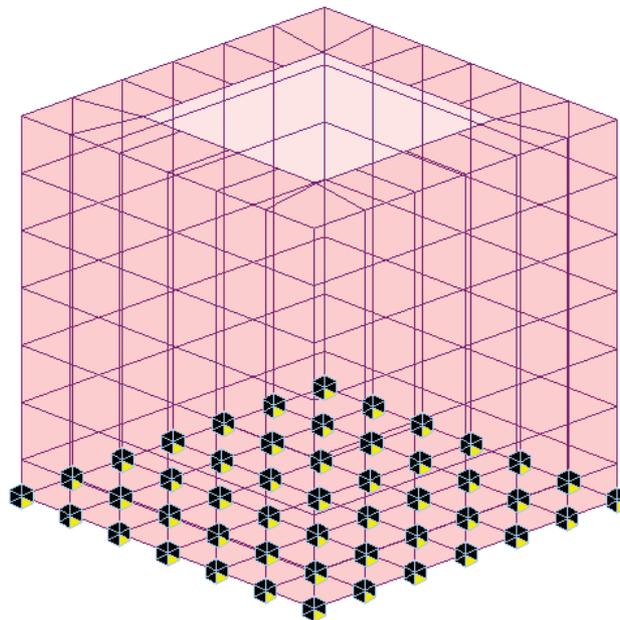
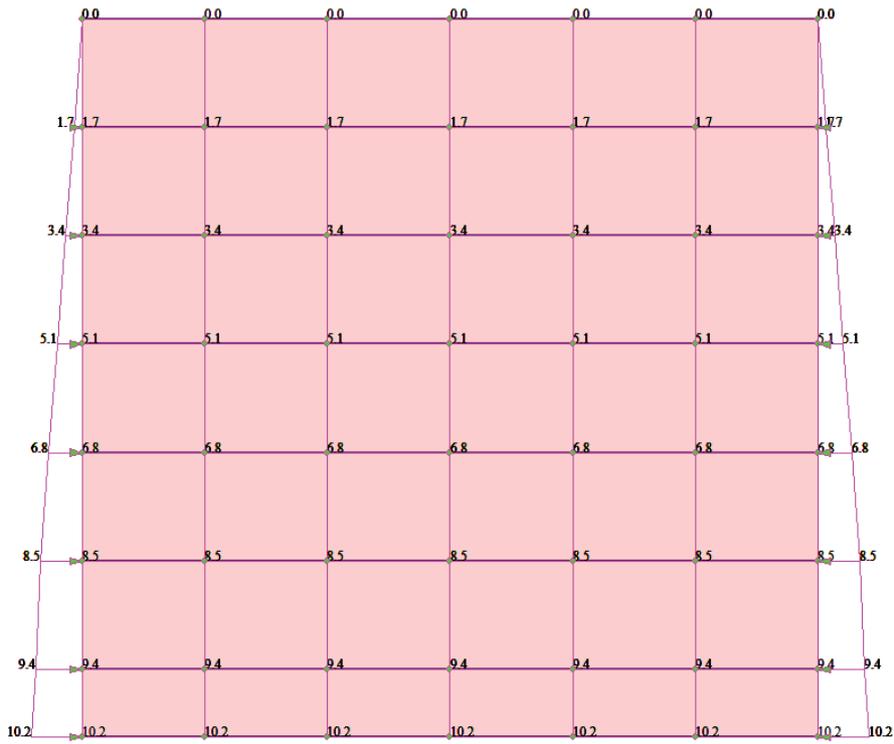


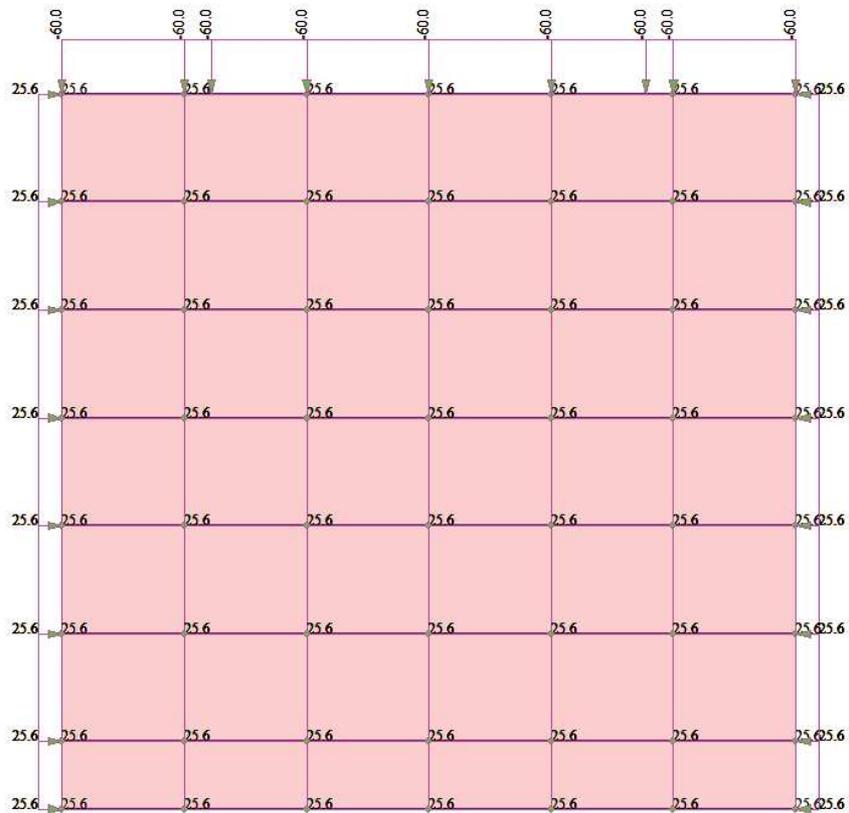
Figura 77 - Vista 3D modello

Si riportano le immagini delle azioni applicate al modello per le principali condizioni di carico.

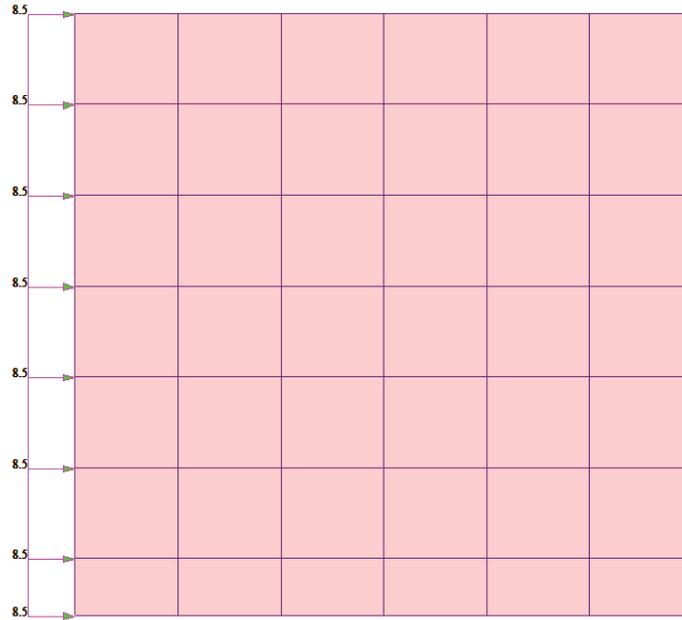
Spinta terreno:



Accidentali



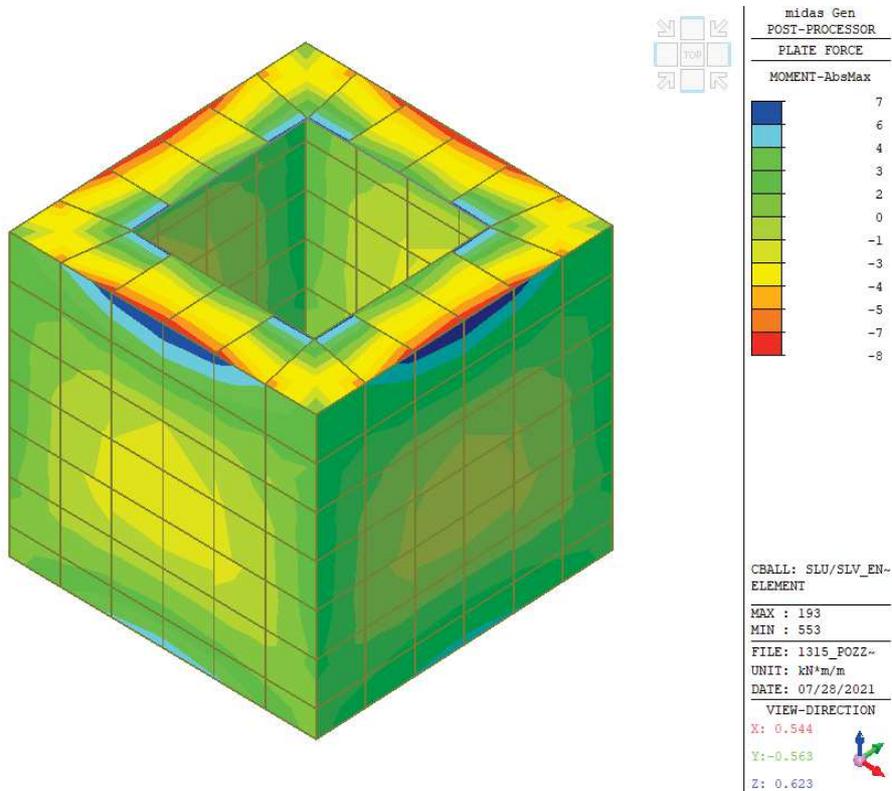
Spinta sismica terreno – Dir. X

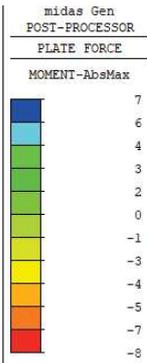
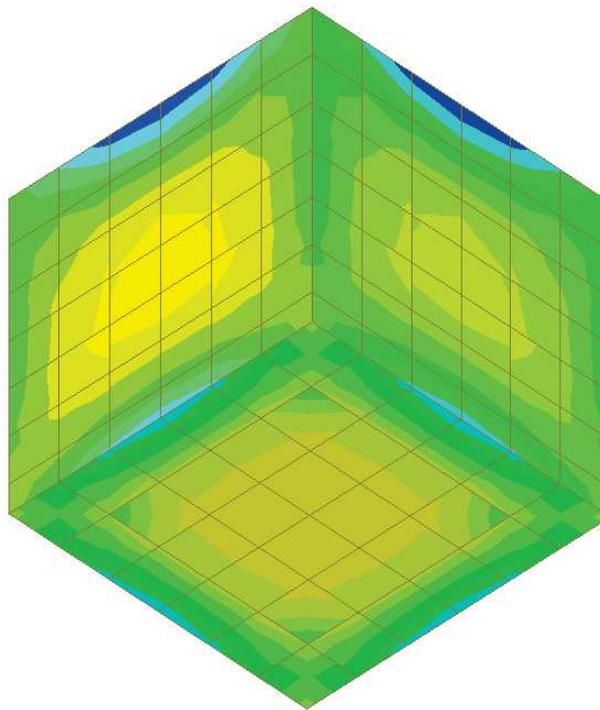


Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni allo stato limite ultimo e di esercizio.

Involuppo SLU/SLV

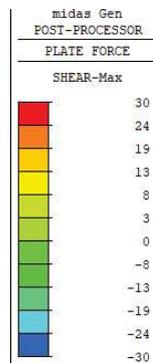
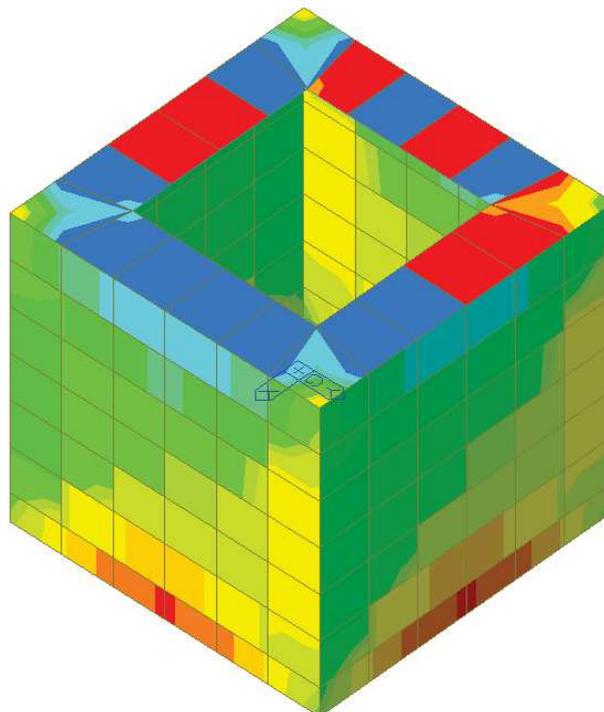
Momento flettente



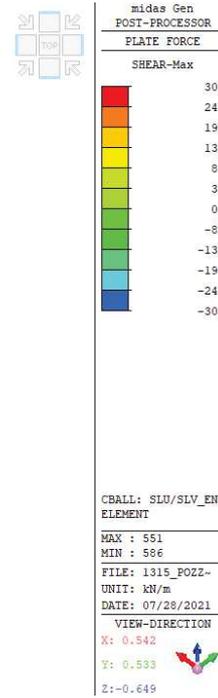
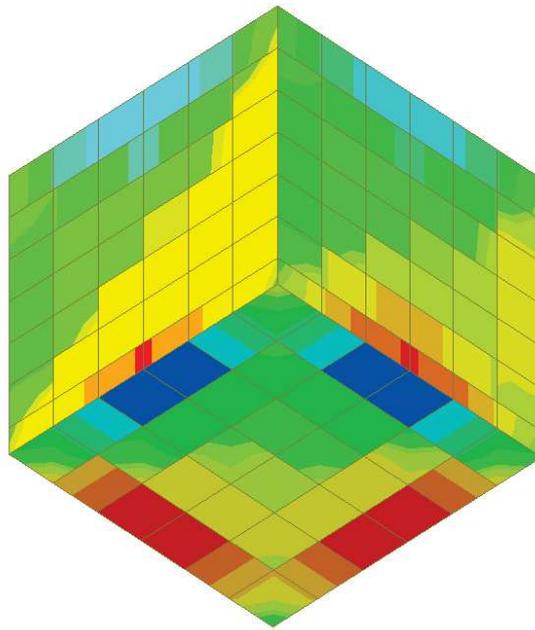


CBALL: SLU/SLV_EN-ELEMENT
 MAX : 193
 MIN : 553
 FILE: 1315_POZZ-
 UNIT: kN*m/m
 DATE: 07/28/2021
 VIEW-DIRECTION
 X: 0.542
 Y: 0.533
 Z: -0.649

Taglio

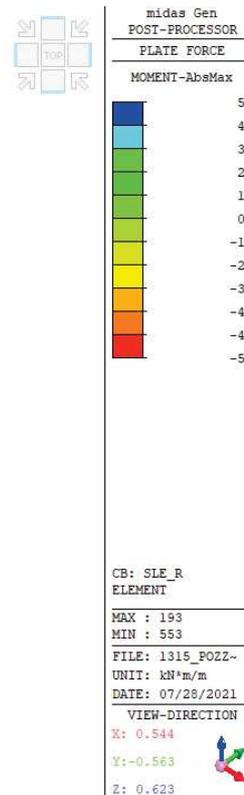
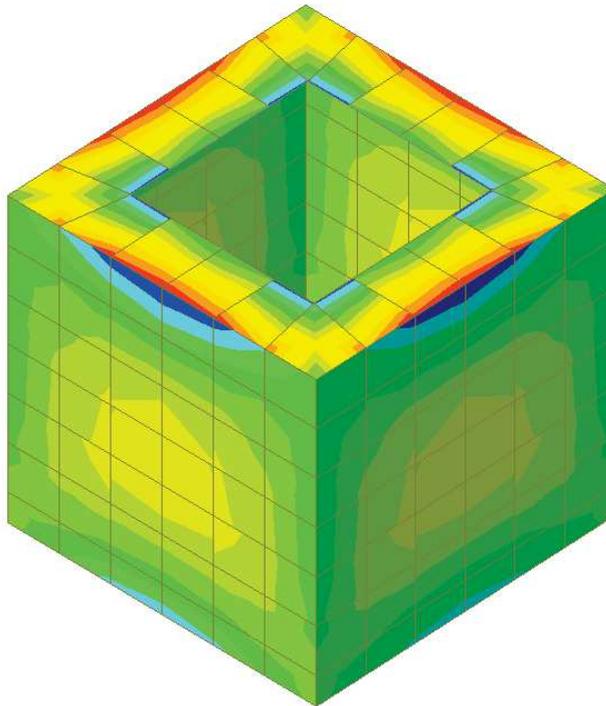


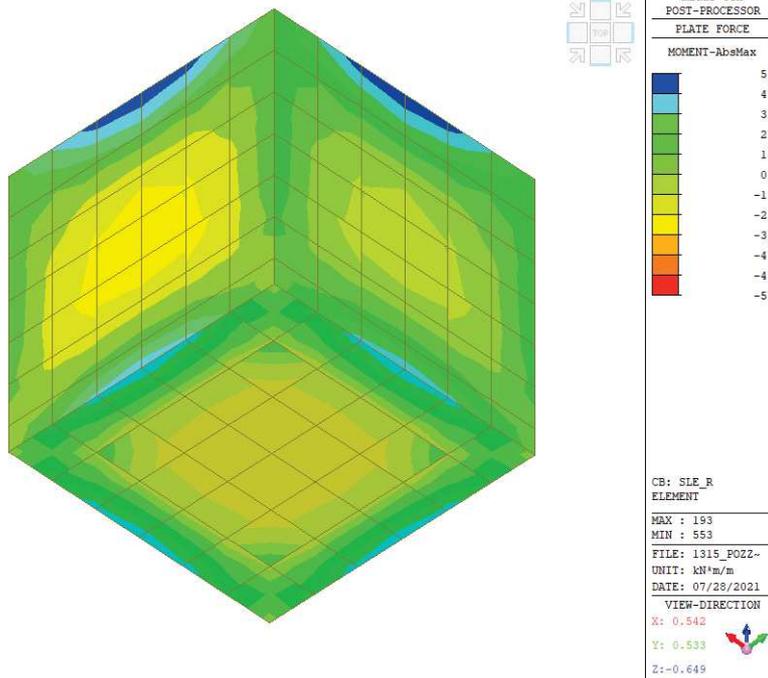
CBALL: SLU/SLV_EN-ELEMENT
 MAX : 551
 MIN : 586
 FILE: 1315_POZZ-
 UNIT: kN/m
 DATE: 07/28/2021
 VIEW-DIRECTION
 X: 0.539
 Y: 0.512
 Z: 0.669



Combinazione caratteristica (rara)

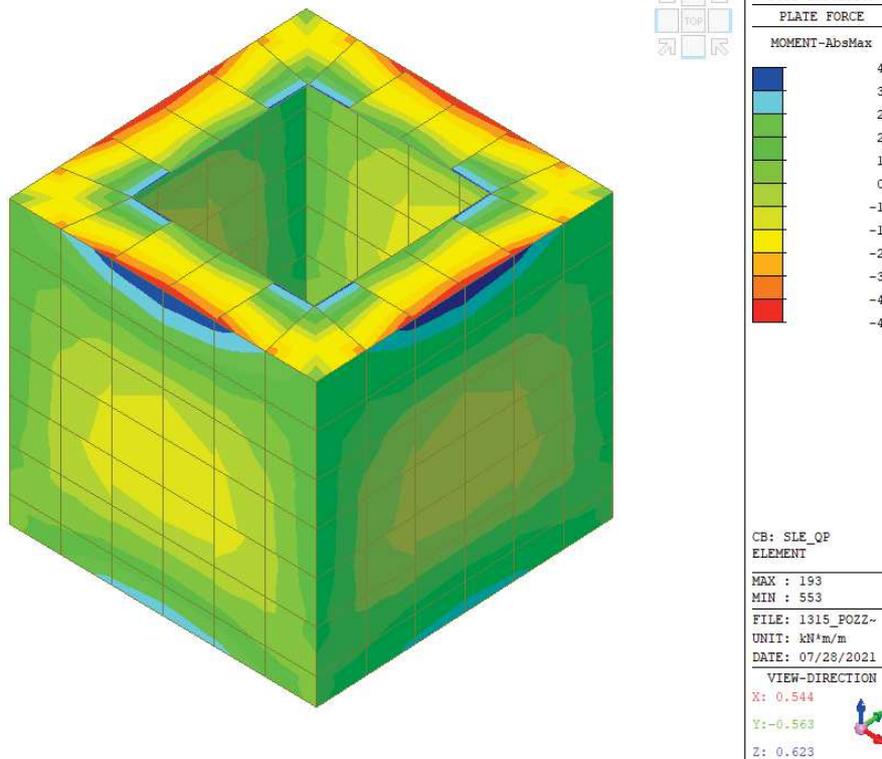
Momento flettente

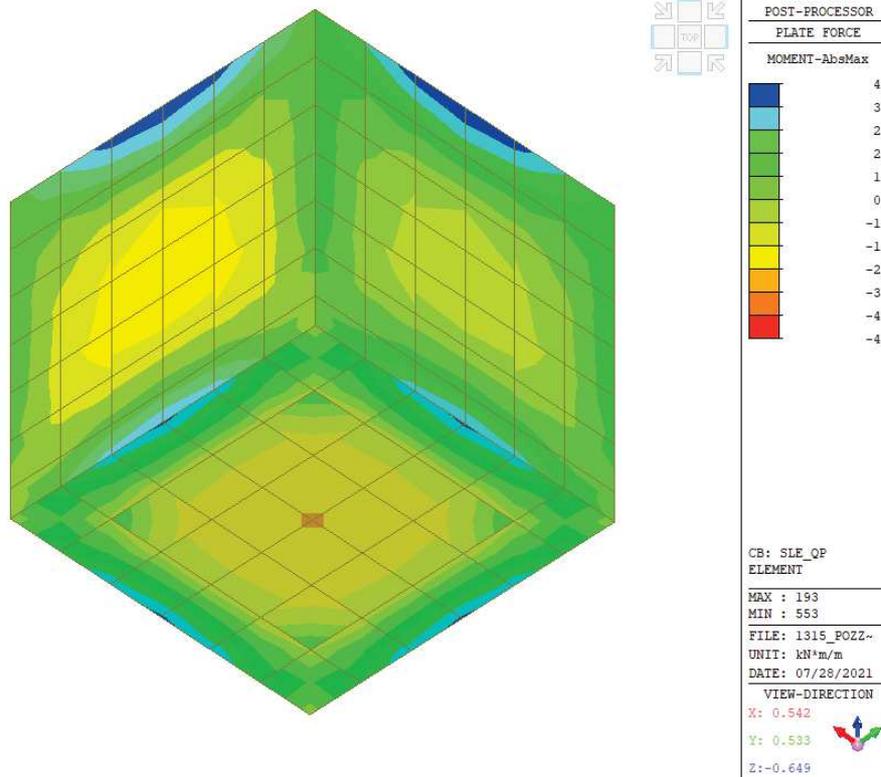




Combinazione quasi permanente

Momento flettente





10.1.3 Verifiche strutturali

Geometria di verifica:

Spessore: $s = 25$ cm
 Armatura: $\phi 12/200$ mm (entrambe le direzioni)
 Copriferro netto: $c = 5$ cm

Verifica a flessione - SLU

Le verifiche sono eseguite mediante il software PresFle+, considerando una sezione di larghezza unitaria.

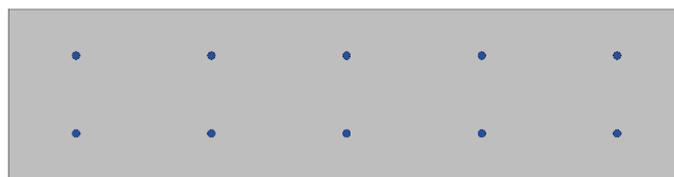


Figura 78 - Sezione di verifica

Dati generali

Unità di misura daN, cm

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.333 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -198.333 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 340770 daN/cm²

Materiale : C35/45

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-12.5
2	-50.	12.5
3	50.	12.5
4	50.	-12.5

Armature

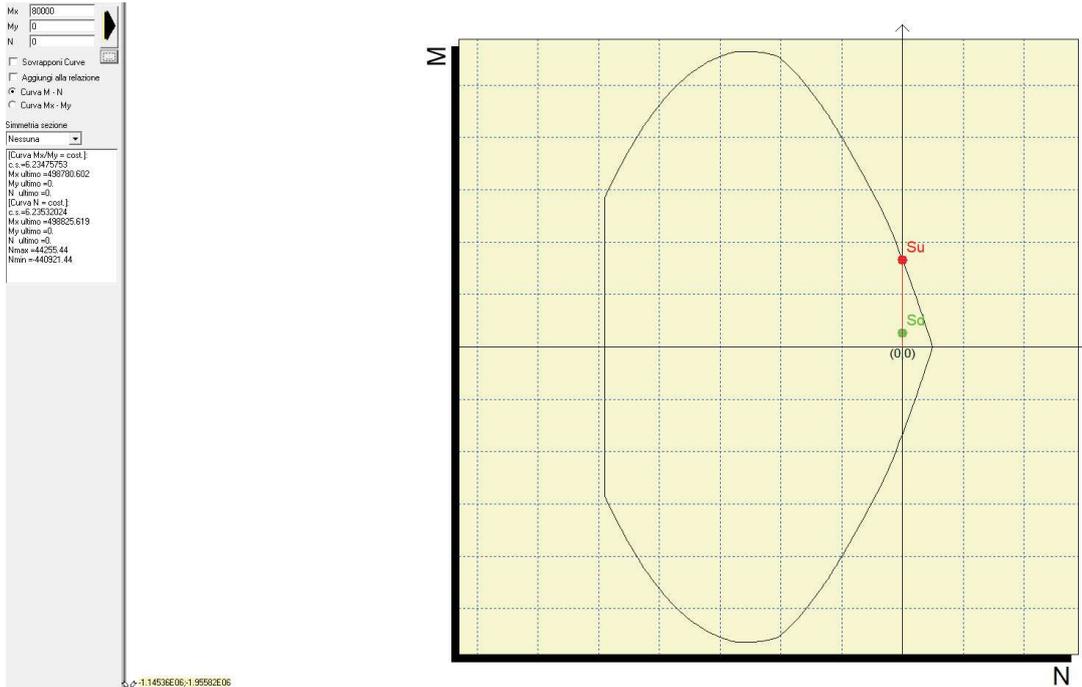
n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	12.	-40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
2	12.	-20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
3	12.	0.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
4	12.	20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
5	12.	40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
6	12.	-40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
7	12.	-20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
8	12.	0.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
9	12.	20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
10	12.	40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	260000	0	0	0	0	0

Verifica allo stato limite ultimo

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	80000	0	0	6.235>1	6.235>1



La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio – SLU

Si riporta di seguito la verifica dell'elemento in c.a. privo di rinforzo a taglio.

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)				
DATI INIZIALI SEZIONE				
B=	1000 mm	(base sezione)	Armatura tesa :	
H=	250 mm	(altezza sezione)	Arm. 1:	5 ϕ 12 As
Cl:	C35/45	γ_{cls} = 1.5	Arm. 2:	0 ϕ 14 565
f_y =	450 MPa	γ_{acc} = 1.15	Arm. 3:	0 ϕ 16 mmq
f_{cd} =	19.83 MPa		Armatura compressa :	
f_{yd} =	391.3 MPa		Arm. 1:	5 ϕ 12 A's
c=	50 mm		Arm. 2:	0 ϕ 14 565
Solllecitazioni:			Arm. 3:	0 ϕ 16 mmq
V_{Ed} =	30 kN			
N=	0 kN	(positivo: trazione)		

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)					
f_{ck} =	35 MPa	d=	182 mm	k=	2.000
v_{min} =	0.586	ρ_1 =	0.003	σ_{cp} =	0.000 Mpa
V_{Rd} =	106.6 kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO			
N_{arm} =	221.3 kN	OK			

La verifica è soddisfatta.

Verifica allo SLE – combinazione caratteristica

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	53855	0	0	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	53855	0	0	-19.3<210	525.1<3600	0.0	0.0

Verifica allo SLE – combinazione frequente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	48425	0	1900	0	0	0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
48425	0	1900	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

$w_k < 0.3 \text{ mm}$ **OK**

Verifica allo SLE – combinazione quasi permanente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	43534	0	0	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	43534	0	0	-15.6<157.5	424.4<3600	0.0	0.0

Stato limite di fessurazione

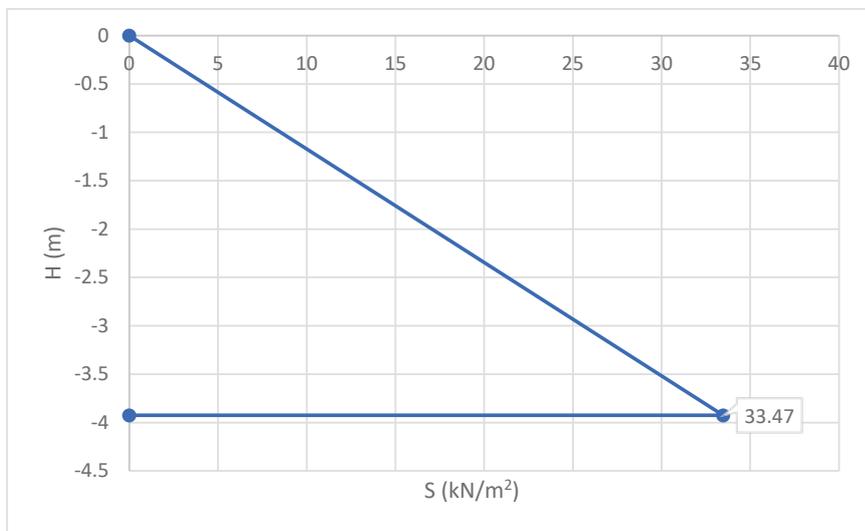
Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
43534	0	0	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

$w_k < 0.2 \text{ mm}$ **OK**

Le verifiche sono soddisfatte.

2) Marea minima -0.86 m

$$p_t = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H = 0.426 \cdot 20 \cdot 3.93 = 33.47 \text{ kN/m}^2$$



Permanenti non strutturali

Si considera il peso di un coperchio di ghisa pari a 300 kg.

Accidentali

Si considera un carico distribuito di banchina pari a 60 kN/m² e gli effetti del sovraccarico sul terreno.

Sovraccarico: $q = 60 \text{ kN/m}^2$

Pressione laterale: $p = k_0 \cdot q = 0.426 \cdot 60 = 25.6 \text{ kN/m}^2$

Neve

Si considera un carico distribuito pari a 1.69 kN/m².

Spinta idrodinamica (Westergaard)

La spinta idrodinamica è determinata in accordo all'Appendice E di UNI EN 1998-5 come segue:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

Dove $k_h = \alpha S/r = (a_{max}/g) / r = 0.20 / 1.0 = 0.20$

h = quota del pelo libero dell'acqua

Spinta sismica terreno

L'incremento di spinta sismica del terreno è calcolato in accordo al § 7.11.3.5.2 di NTC18 come segue:

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma \cdot H$$

Dove $k_h = \beta_s a_{max} / g = 1.0 \cdot 0.20 = 0.20$

Si considerano i seguenti due casi:

1) Marea massima +1.21 m

$$\Delta p = k_h \cdot (\gamma_d \cdot H_1 + \gamma' \cdot H_2) = 0.426 \cdot (20 \cdot 2.29 + 11 \cdot 1.64) = 12.76 \text{ kN/m}^2$$

2) Marea minima -0.86 m

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma_d \cdot H = 0.426 \cdot 20 \cdot 3.93 = 15.70 \text{ kN/m}^2$$

10.2.2 Modello di calcolo

Si riporta di seguito una vista del modello agli elementi finiti sviluppati mediante il software Midas Gen. Le pareti in c.a. del pozzetto sono state modellate con elementi di tipo *plate*.

Come vincolo esterno sono state applicate sul fondo delle molle alla Winkler avente rigidezza pari a 1 kg/cm^3 .

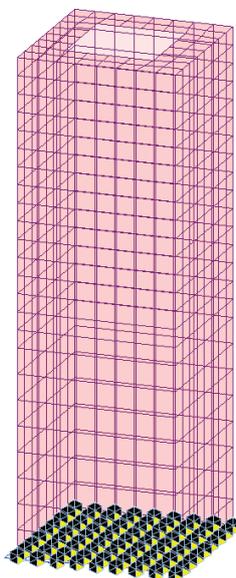
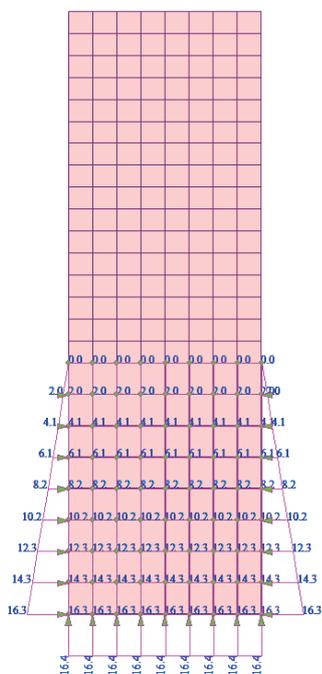
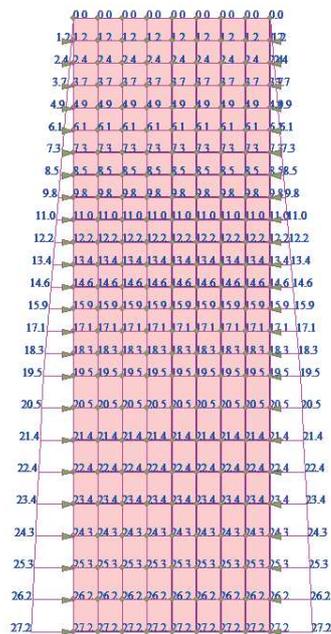


Figura 79 - Vista 3D modello

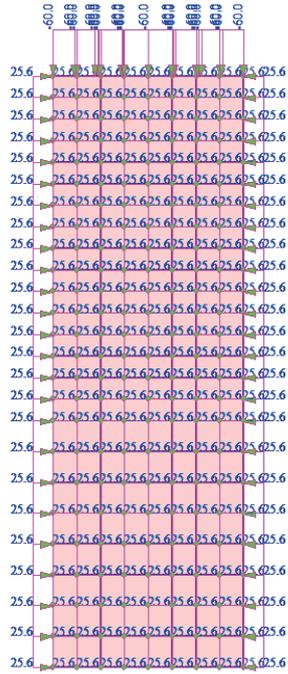
A titolo di esempio si riportano le immagini delle azioni applicate al modello per alcune condizioni di carico.



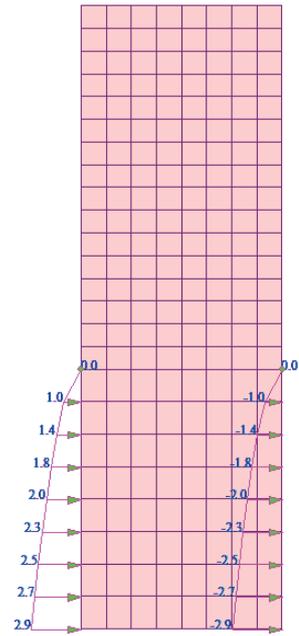
Spinta idrostatica



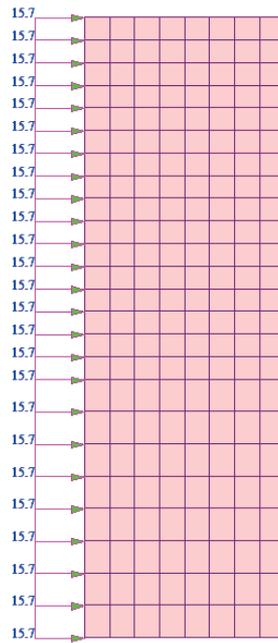
Spinta terreno (caso 1)



Accidentali



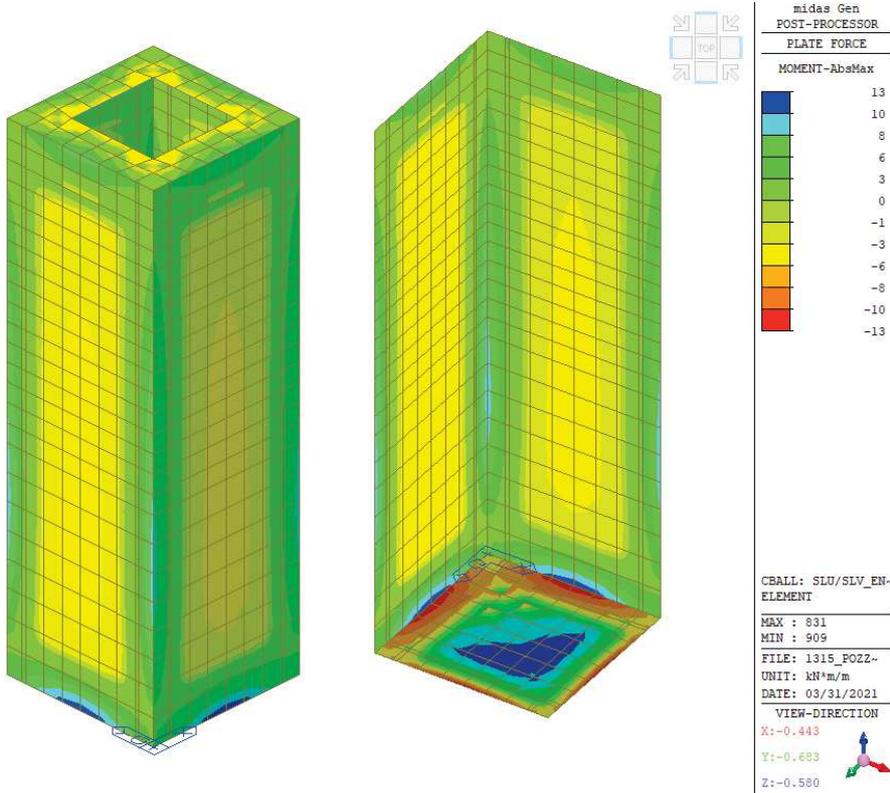
Spinta idrodinamica (Westergaard) – Dir. X



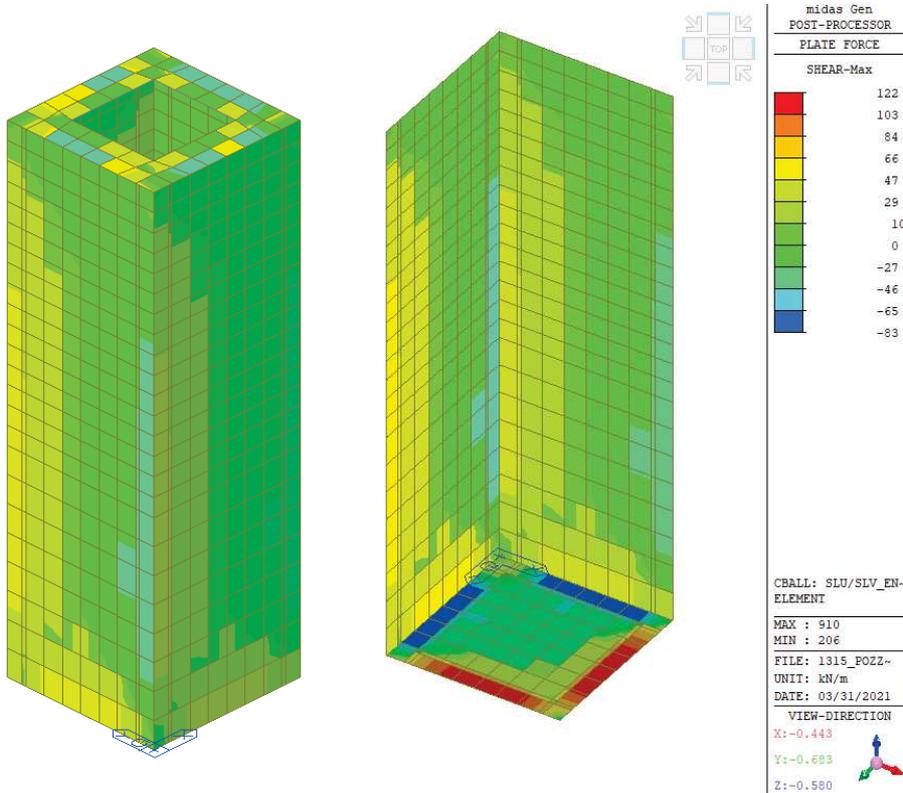
Spinta sismica terreno (caso 2) – Dir. X

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni allo stato limite ultimo e di esercizio.

Involuppo SLU/SLV
Momento flettente

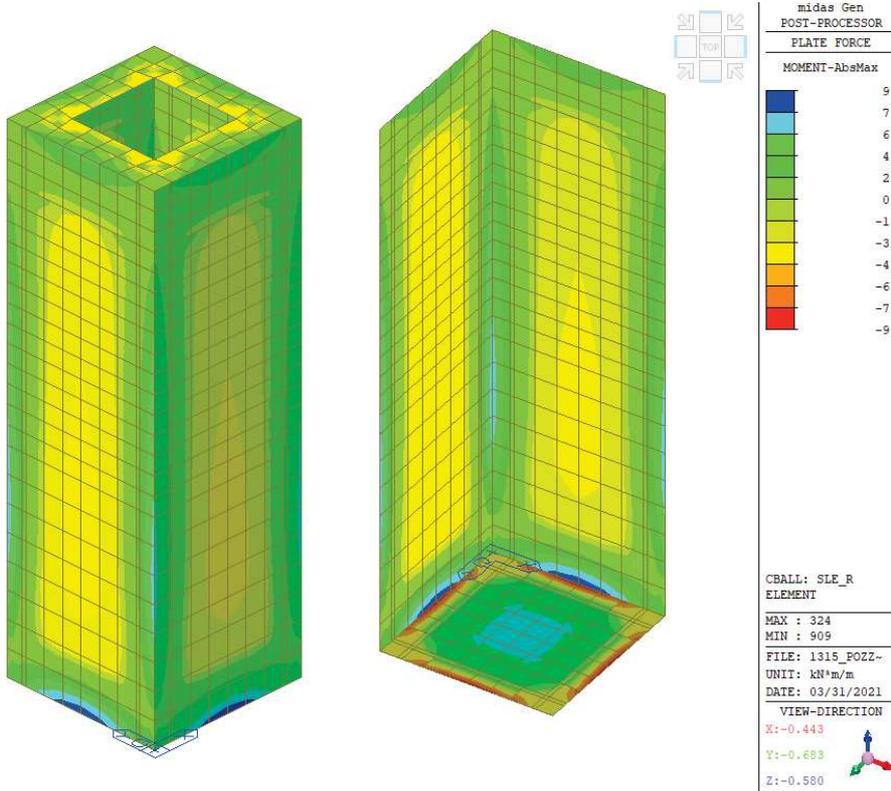


Taglio



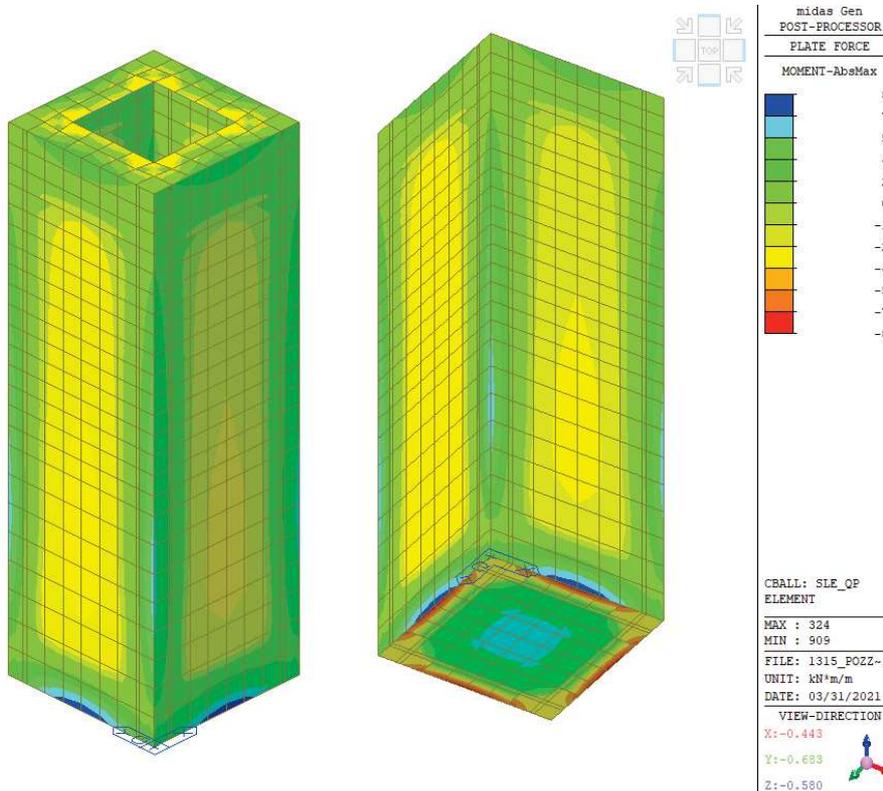
Combinazione caratteristica (rara)

Momento flettente



Combinazione quasi permanente

Momento flettente



10.2.3 Verifiche strutturali

Geometria di verifica:

Spessore: $s = 25 \text{ cm}$

Armatura: $\phi 12/200 \text{ mm}$ (entrambe le direzioni)

Copriferro netto: $c = 5 \text{ cm}$

Verifica a flessione - SLU

Le verifiche sono eseguite mediante il software PresFle+, considerando una sezione di larghezza unitaria.



Figura 80 - Sezione di verifica

Dati generali

Unità di misura daN, cm

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.333 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -198.333 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 340770 daN/cm²

Materiale : C35/45

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-12.5
2	-50.	12.5
3	50.	12.5
4	50.	-12.5

Armature

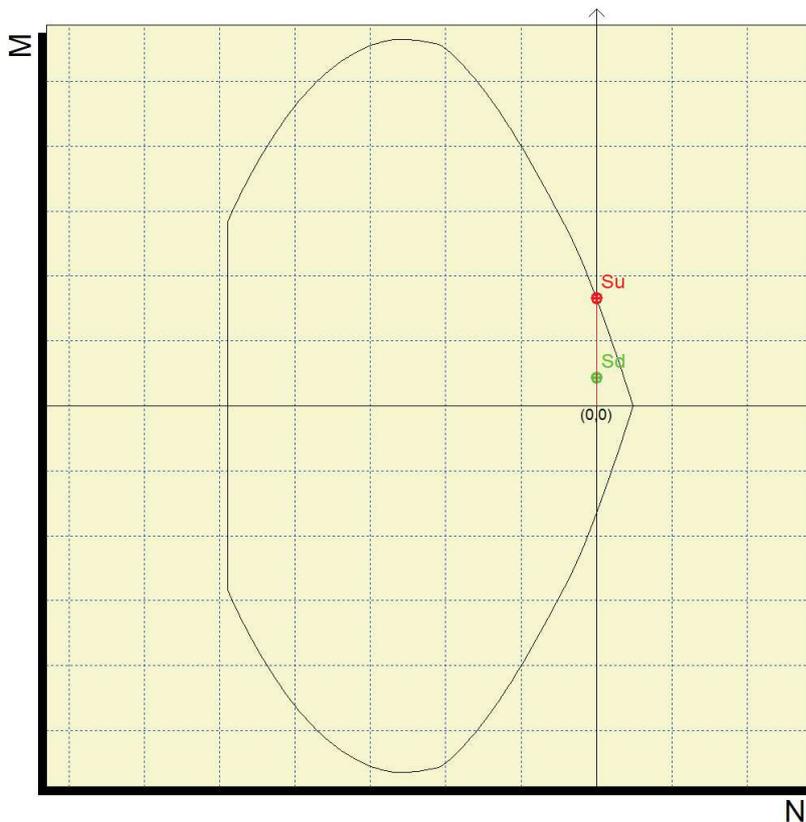
n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	12.	-40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
2	12.	-20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
3	12.	0.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
4	12.	20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
5	12.	40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
6	12.	-40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
7	12.	-20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
8	12.	0.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
9	12.	20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
10	12.	40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	130000	0	0	0	0	0

Verifica allo stato limite ultimo

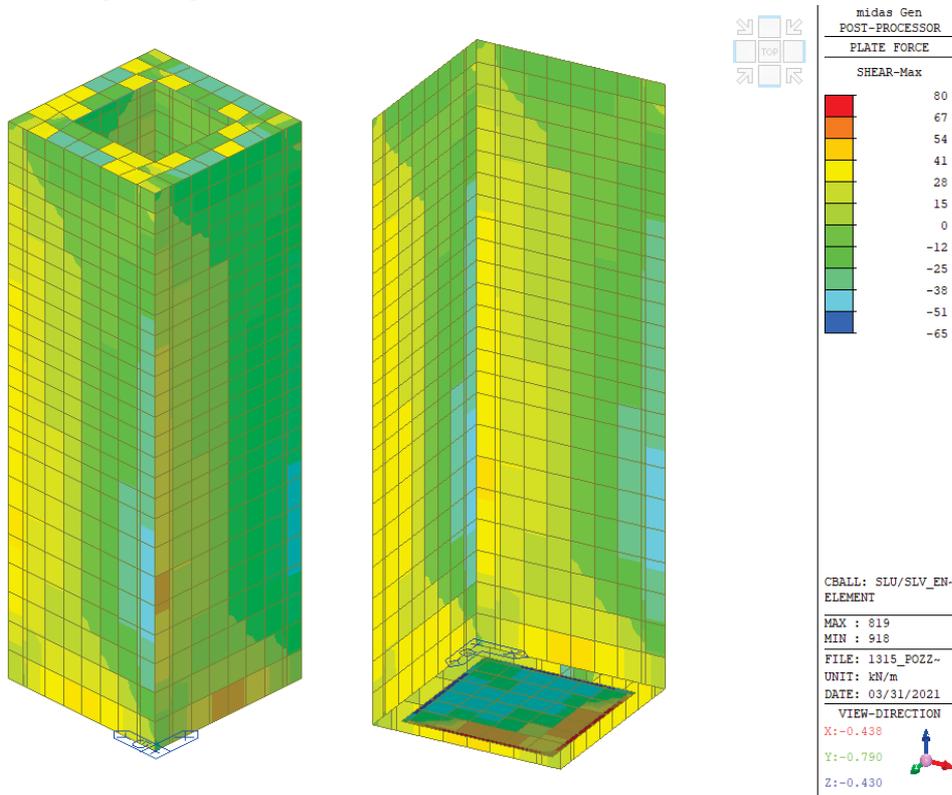
Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	130000	0	0	3.837>1	3.837>1



La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio – SLU

Escludendo la parte di platea all'interno dei muri in c.a., il taglio di progetto è pari a 80 kN/m come illustrato nell'immagine seguente.



Si riporta di seguito la verifica dell'elemento in c.a. privo di rinforzo a taglio.

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)			
DATI INIZIALI SEZIONE			
B=	1000 mm	(base sezione)	Armatura tesa :
H=	250 mm	(altezza sezione)	Arm. 1:
Cl _s :	C35/45	γ_{cl_s} = 1.5	5 ϕ 12 As
f _y :	450 MPa	γ_{acc} = 1.15	Arm. 2:
f _{cd} :	19.83 MPa		0 ϕ 14 565
f _{yd} :	391.3 MPa		Arm. 3:
c=	50 mm		0 ϕ 16 mmq
Armatura compressa :			
Sollecitazioni:			
V _{Ed} =	80 kN		Arm. 1:
N=	0 kN	(positivo: trazione)	5 ϕ 12 A's
			Arm. 2:
			0 ϕ 14 565
			Arm. 3:
			0 ϕ 16 mmq

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)			
f _{ck} =	35 MPa	d=	182 mm
v _{min} =	0.586	ρ_1 =	0.003
VR _d =	106.6 kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO	
N _{arm} =	221.3 kN	OK	
		k=	2.000
		σ_{cp} =	0.000 Mpa

La verifica è soddisfatta.

Verifica allo SLE – combinazione caratteristica

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	90000	0	200	0	0	0
2	90000	0	-6700	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	90000	0	200	-23.7<210	944.6<3600	0.0	0.0
2	90000	0	-6700	-18.8<210	310.6<3600	0.0	0.0

Verifica allo SLE – combinazione frequente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	80000	0	100	0	0	0
2	80000	0	-6100	0	0	0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
80000	0	100	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8
80000	0	-6100	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

w_k < 0.1 mm **OK**

Verifica allo SLE – combinazione quasi permanente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	80000	0	100	0	0	0
2	80000	0	-6100	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	80000	0	100	-21<157.5	832<3600	0.0	0.0
2	80000	0	-6100	-16.5<157.5	265<3600	0.0	0.0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
80000	0	100	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8
80000	0	-6100	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

w_k < 0.1 mm **OK**

Le verifiche sono soddisfatte.

10.3 POZZETTI 2X2X2 M

Si riporta di seguito la verifica dei pozzetti d'ispezione in c.a. avente dimensione interna 200x200x200 cm.

10.3.1 Analisi dei carichi

Peso proprio

Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

Calcestruzzo: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Spinta dell'acqua

Si considera una spinta dell'acqua dal basso verso l'alto e dall'esterno verso l'interno del pozzetto considerando una densità pari a:

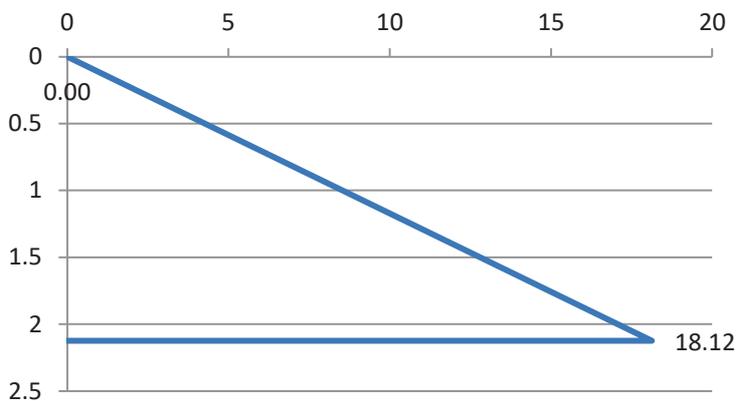
Acqua: $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$

Spinta del terreno

Parametri terreno:

$\phi' =$	35	°	<i>angolo di resistenza a taglio</i>
$k_0 =$	0.426		<i>coefficiente di spinta a riposo</i>
$\gamma_d =$	20	kN/m^3	<i>peso specifico secco</i>

$$p_t = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H = 0.426 \cdot 20 \cdot 2.125 = 18.1 \text{ kN/m}^2$$



Permanenti non strutturali

Si considera il peso di un coperchio di ghisa pari a 300 kg.

Accidentali

Si considera un carico distribuito di banchina pari a 60 kN/m² e gli effetti del sovraccarico sul terreno.

Sovraccarico: $q = 60 \text{ kN/m}^2$

Pressione laterale: $p = k_0 \cdot q = 0.426 \cdot 60 = 25.6 \text{ kN/m}^2$

Neve

Si considera un carico distribuito pari a 1.35 kN/m².

Spinta sismica terreno

L'incremento di spinta sismica del terreno è calcolato in accordo al § 7.11.3.5.2 di NTC18 come segue:

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma \cdot H$$

Dove $k_h = \beta_s a_{max} / g = 1.0 \cdot 0.20 = 0.20$

$$\Delta p = k_h \cdot \gamma_d \cdot H = 0.20 \cdot 20 \cdot 2.125 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

10.3.2 Modello di calcolo

Si riporta di seguito una vista del modello agli elementi finiti sviluppati mediante il software Midas Gen.

Le pareti in c.a. del pozzetto sono state modellate con elementi di tipo *plate*.

Come vincolo esterno sono state applicate sul fondo delle molle alla Winkler avente rigidezza pari a 1 kg/cm³.

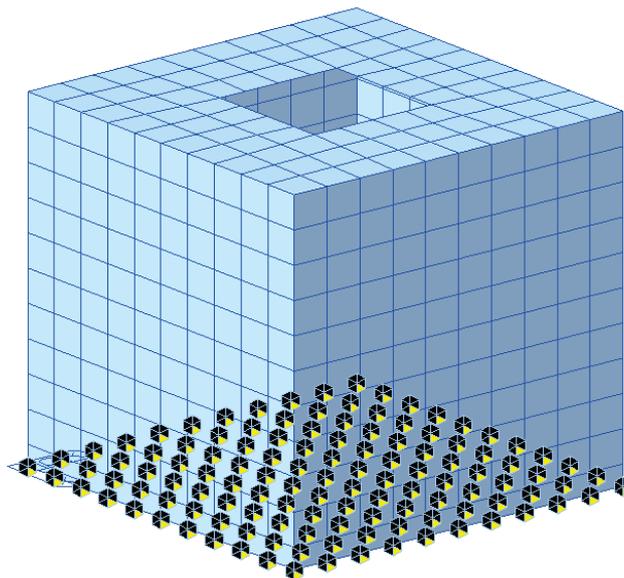
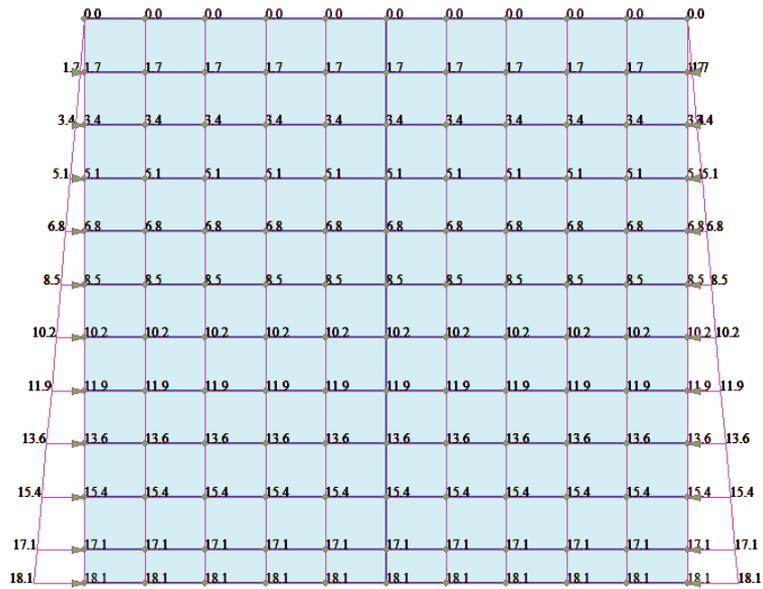


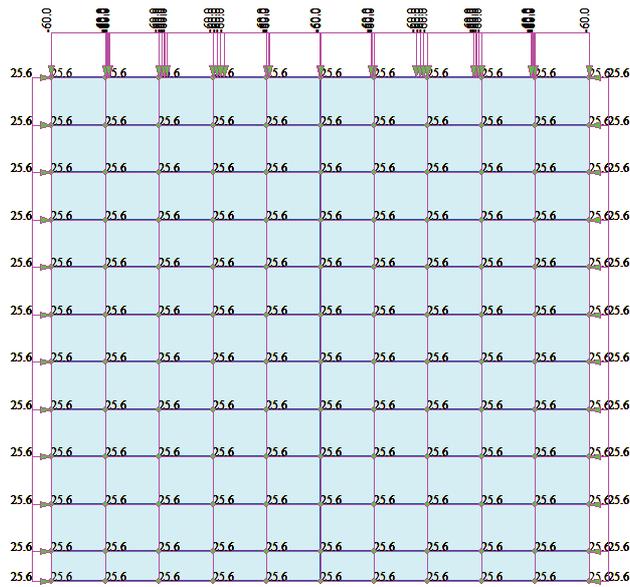
Figura 81 - Vista 3D modello

Si riportano le immagini delle azioni applicate al modello per le principali condizioni di carico.

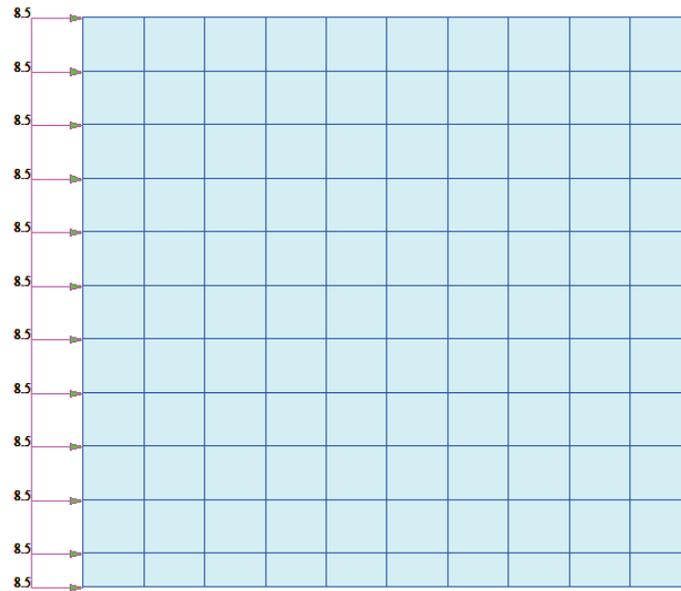
Spinta terreno:



Accidentali



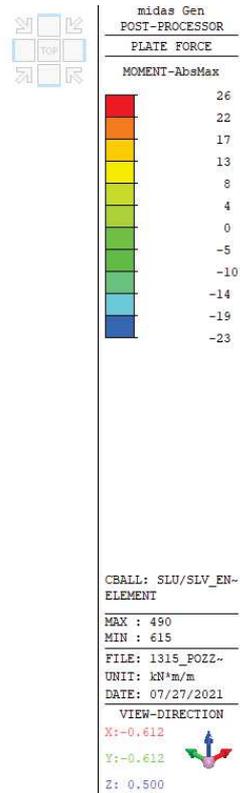
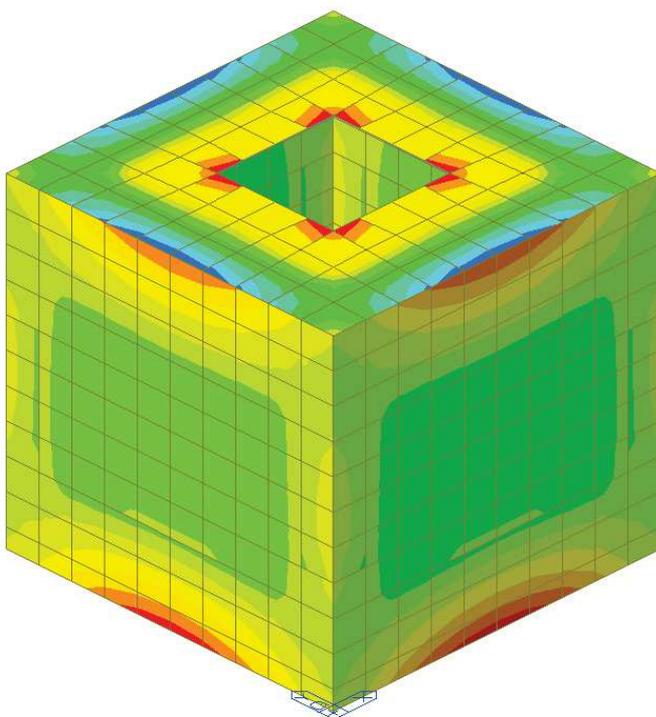
Spinta sismica terreno – Dir. X

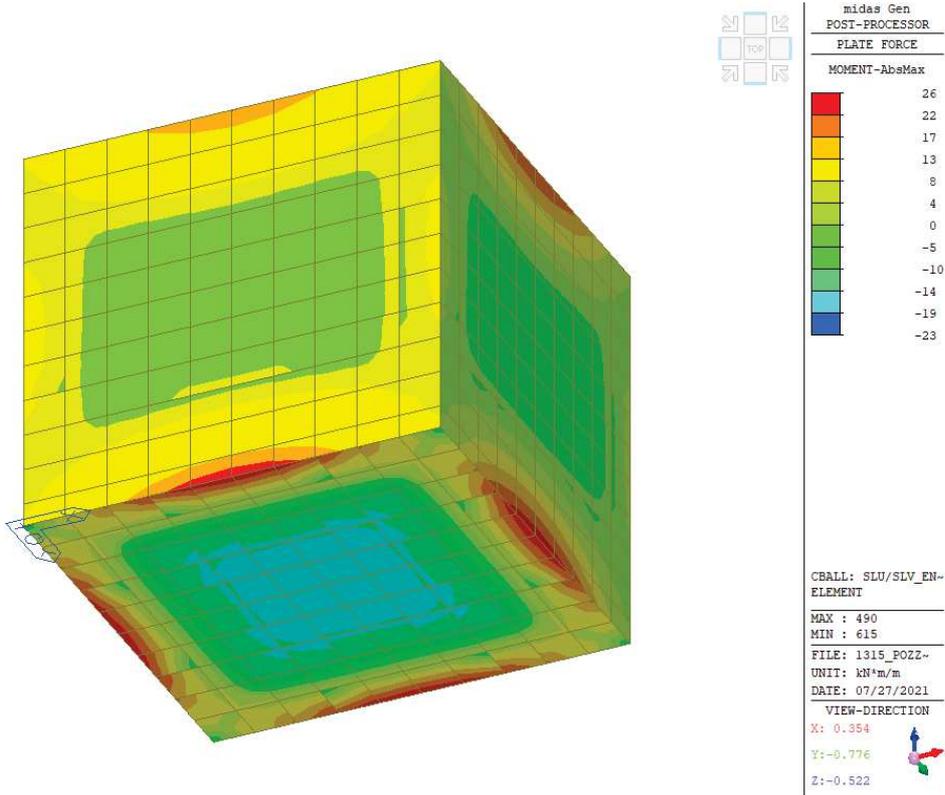


Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni allo stato limite ultimo e di esercizio.

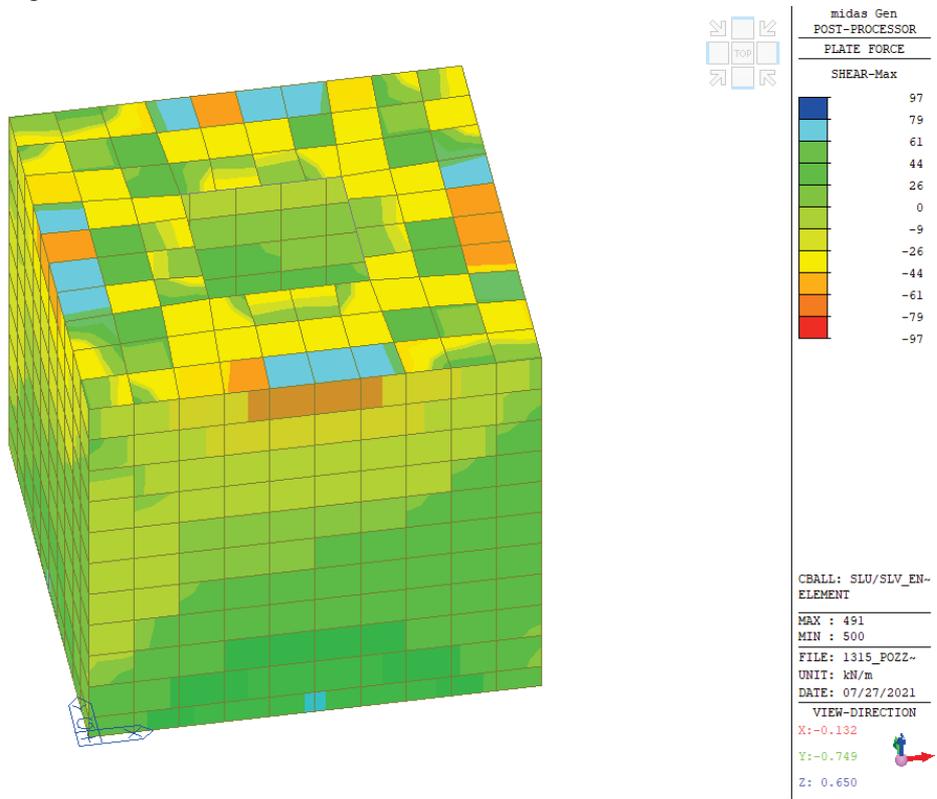
Inviluppo SLU/SLV

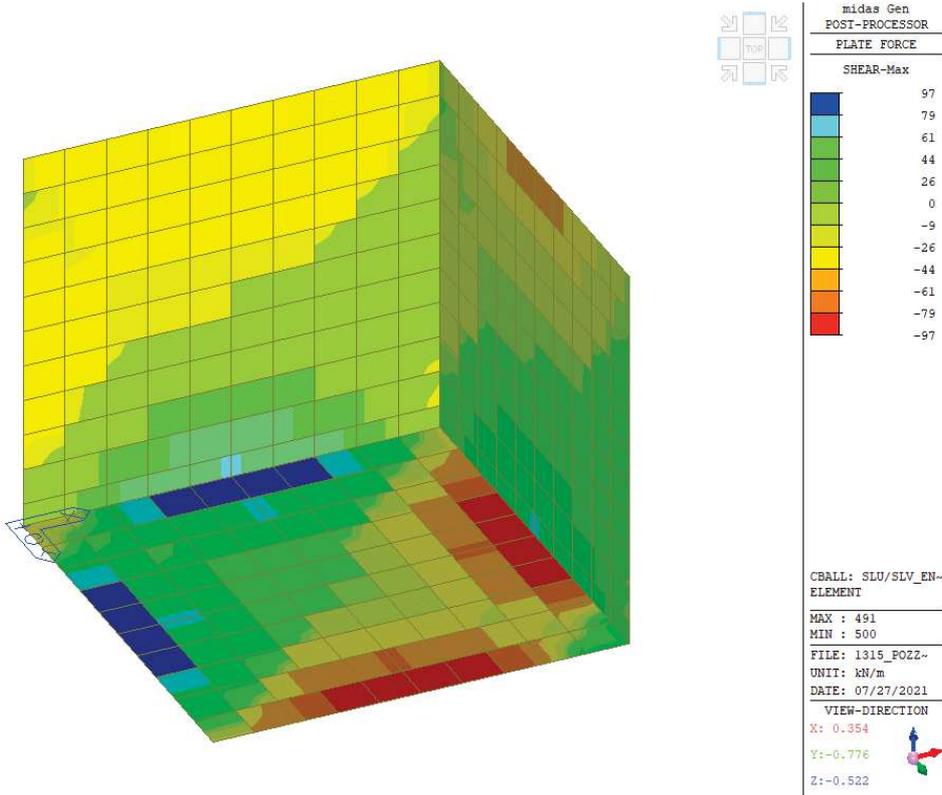
Momento flettente





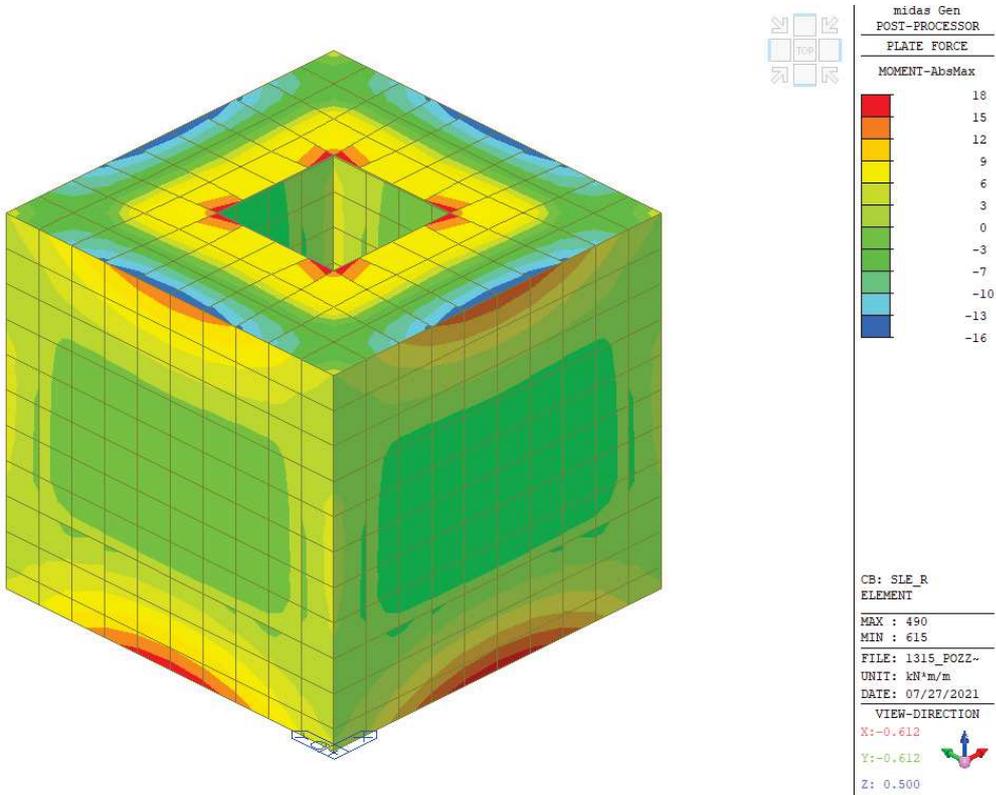
Taglio





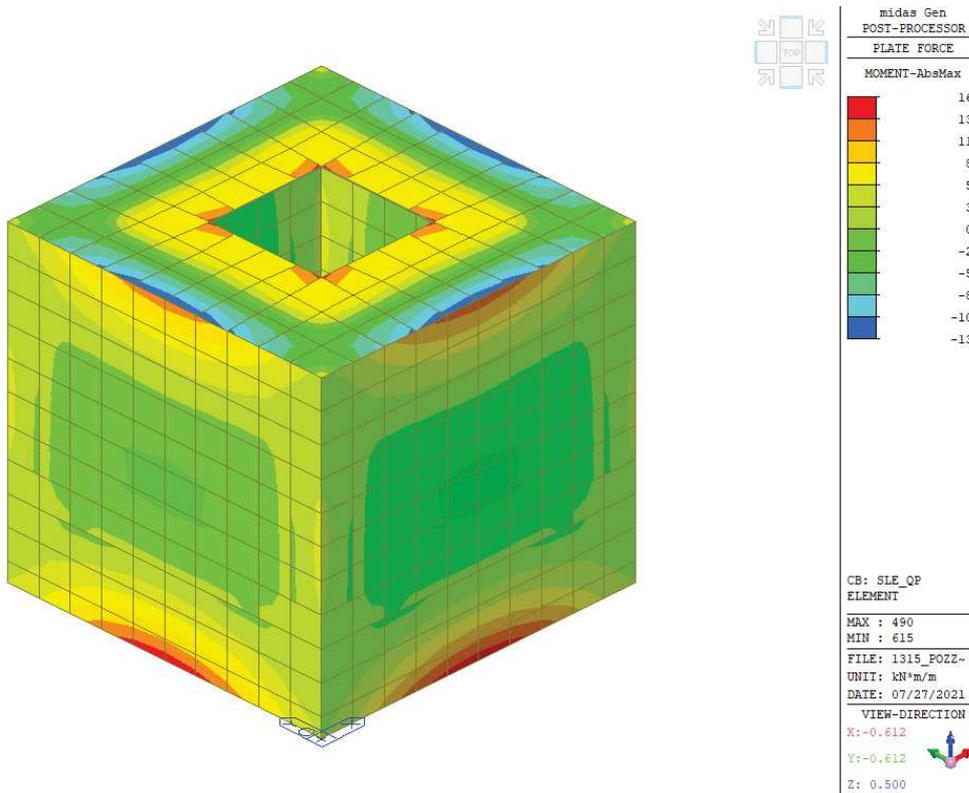
Combinazione caratteristica (rara)

Momento flettente



Combinazione quasi permanente

Momento flettente



10.3.3 Verifiche strutturali

Geometria di verifica:

- Spessore: $s = 25 \text{ cm}$
- Armatura: $\phi 12/200 \text{ mm}$ (entrambe le direzioni)
- Copriferro netto: $c = 5 \text{ cm}$

Verifica a flessione - SLU

Le verifiche sono eseguite mediante il software PresFle+, considerando una sezione di larghezza unitaria.

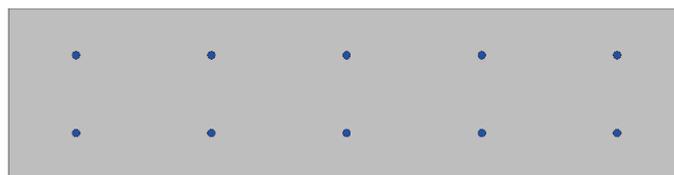


Figura 82 - Sezione di verifica

Dati generali

Unità di misura daN, cm

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C35/45	fcd=-198.333 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04

Conglomerati di cls

Poligono 1 (pieno)

fcd -198.333 daN/cm²

fctd 0 daN/cm²

Ec 340770 daN/cm²

Materiale : C35/45

deformazione iniziale impressa:

Tetha X = 0

Tetha Y = 0

Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-12.5
2	-50.	12.5
3	50.	12.5
4	50.	-12.5

Armature

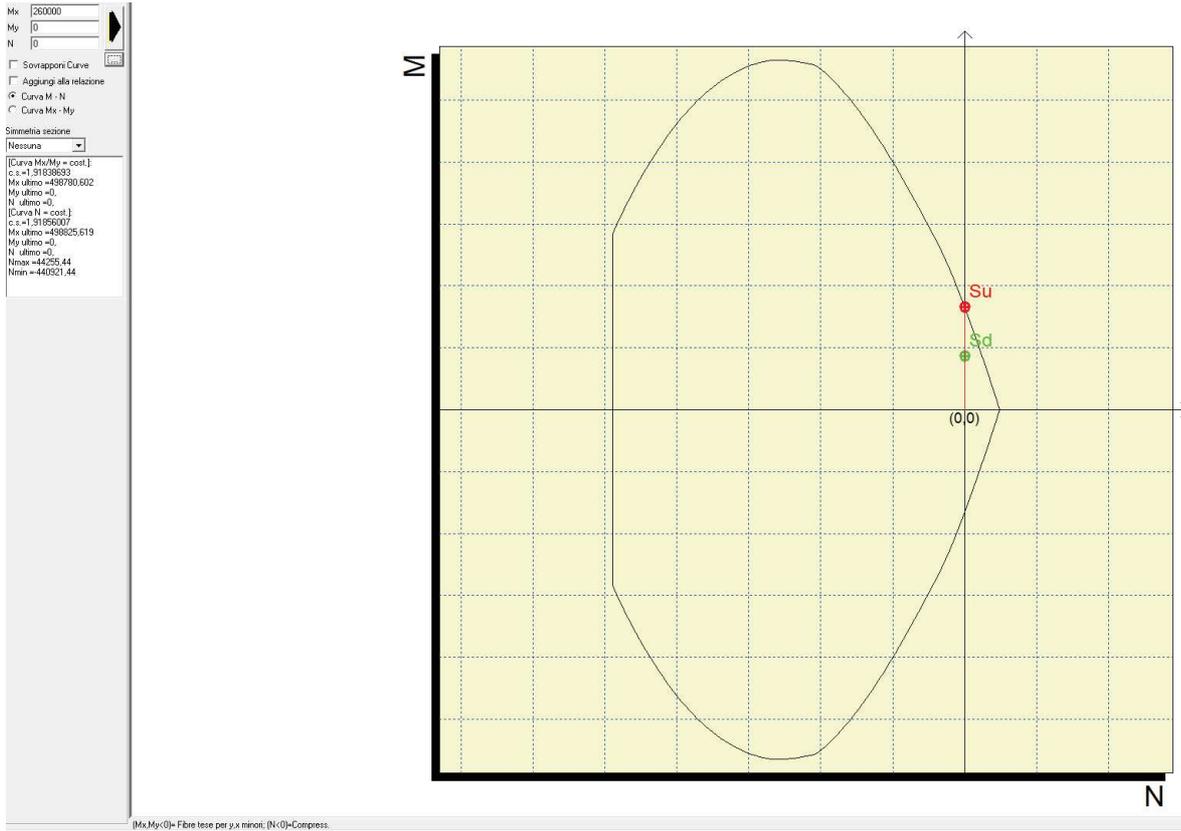
n°	Ø(mm)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	12.	-40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
2	12.	-20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
3	12.	0.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
4	12.	20.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
5	12.	40.	-5.7	0.	1	B450C (SLU)
6	12.	-40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
7	12.	-20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
8	12.	0.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
9	12.	20.	5.7	0.	1	B450C (SLU)
10	12.	40.	5.7	0.	1	B450C (SLU)

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	260000	0	0	0	0	0

Verifica allo stato limite ultimo

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	260000	0	0	1.919>1	1.918>1



La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio – SLU

Si riporta di seguito la verifica dell'elemento in c.a. privo di rinforzo a taglio.

VERIFICA TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE (rif. Par. 4.1.2.3.5 NTC2018)				
DATI INIZIALI SEZIONE				
B=	1000 mm	(base sezione)	Armatura tesa :	
H=	250 mm	(altezza sezione)	Arm. 1:	5 ϕ 12 As
Cl:	C35/45	$\gamma_{cls} = 1.5$	Arm. 2:	0 ϕ 14 565
f_y =	450 MPa	$\gamma_{acc} = 1.15$	Arm. 3:	0 ϕ 16 mmq
f_{cd} =	19.83 MPa		Armatura compressa :	
f_{yd} =	391.3 MPa		Arm. 1:	5 ϕ 12 A's
c=	50 mm		Arm. 2:	0 ϕ 14 565
Solllecitazioni:			Arm. 3:	0 ϕ 16 mmq
V_{Ed} =	97 kN			
N=	0 kN	(positivo: trazione)		

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO (rif. Par. 4.1.2.3.5.1 NTC2018)					
f_{ck} =	35 MPa	d=	182 mm	k=	2.000
v_{min} =	0.586	ρ_1 =	0.003	σ_{cp} =	0.000 Mpa
VR_d =	106.6 kN	VERIFICATO SENZA ARMATURA A TAGLIO			
N_{arm} =	221.3 kN	OK			

La verifica è soddisfatta.

Verifica allo SLE – combinazione caratteristica

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	180000	0	2100	0	0	0
2	180000	0	-8400	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	180000	0	2100	-48<210	2058.6<3600	0.0	0.0
2	180000	0	-8400	-41.9<210	1046<3600	0.0	0.0

Verifica allo SLE – combinazione frequente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	170000	0	1900	0	0	0
2	170000	0	-7700	0	0	0

Stato limite di fessurazione

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
170000	0	1900	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8
170000	0	-7700	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

$w_k < 0.1 \text{ mm}$ **OK**

Verifica allo SLE – combinazione quasi permanente

Sollecitazioni di progetto

comb	Mx	My	N	Tx	Ty	Mt
1	160000	0	1800	0	0	0
2	160000	0	-7200	0	0	0

Stato limite di limitazione delle tensioni

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
1	160000	0	1800	-42.7<157.5	1823.2<3600	0.0	0.0
2	160000	0	-7200	-37.4<157.5	954<3600	0.0	0.0

Stato limite di fessurazione

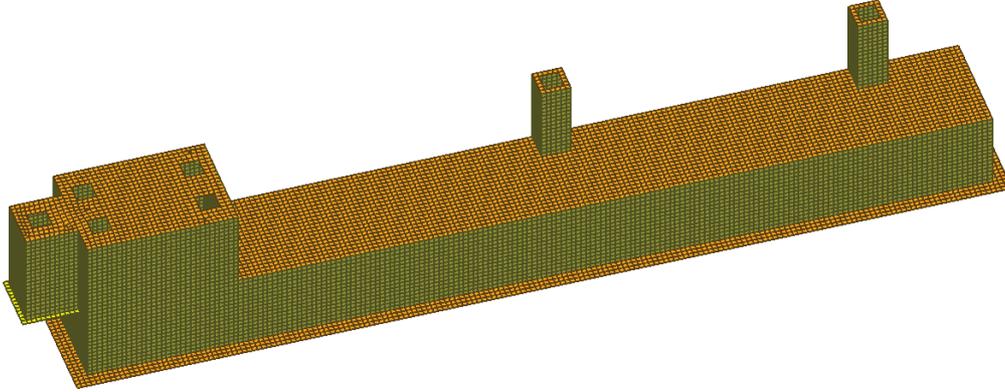
Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
160000	0	1800	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8
160000	0	-7200	15	0	0	0	0.0000E00	32.1	0.8	0.5	1	0.8

$w_k < 0.1 \text{ mm}$ **OK**

Le verifiche sono soddisfatte.

11 VASCA DI PRIMA PIOGGIA

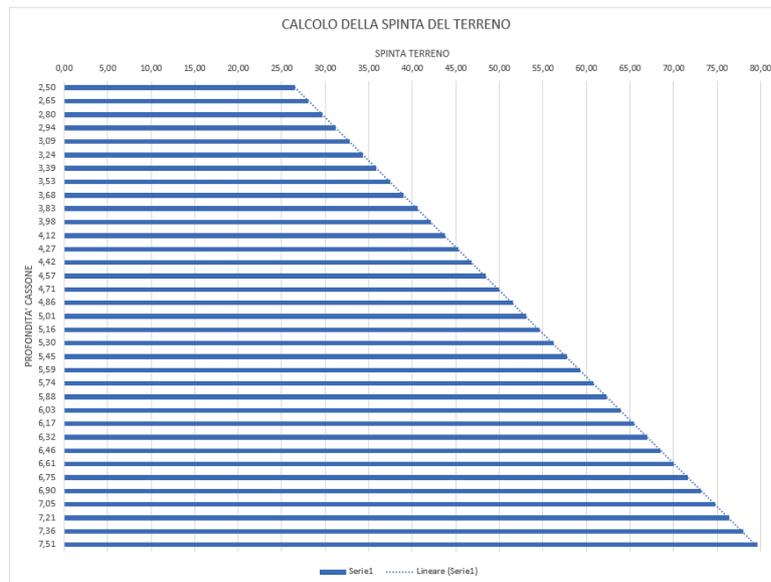
Nel presente capitolo si riporta la verifica della vasca di prima pioggia.

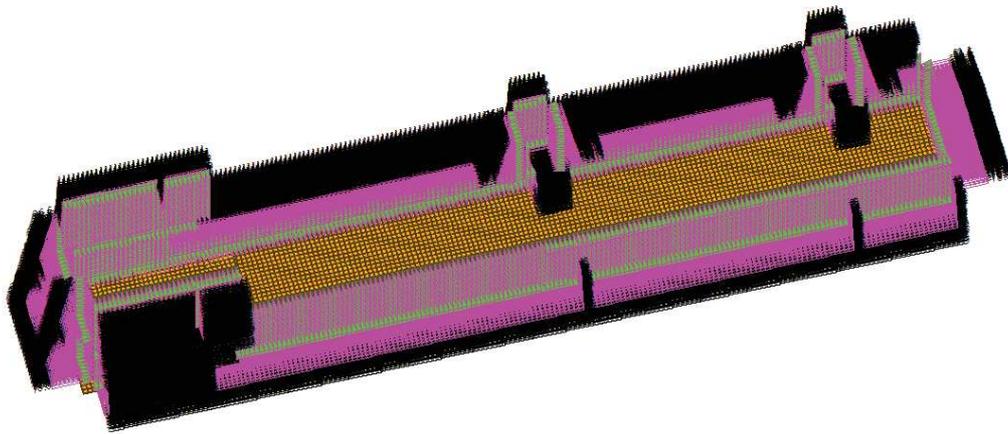


I carichi applicati, oltre al peso proprio della struttura stessa, sono:

- 1) Spinta del terreno a riposo:

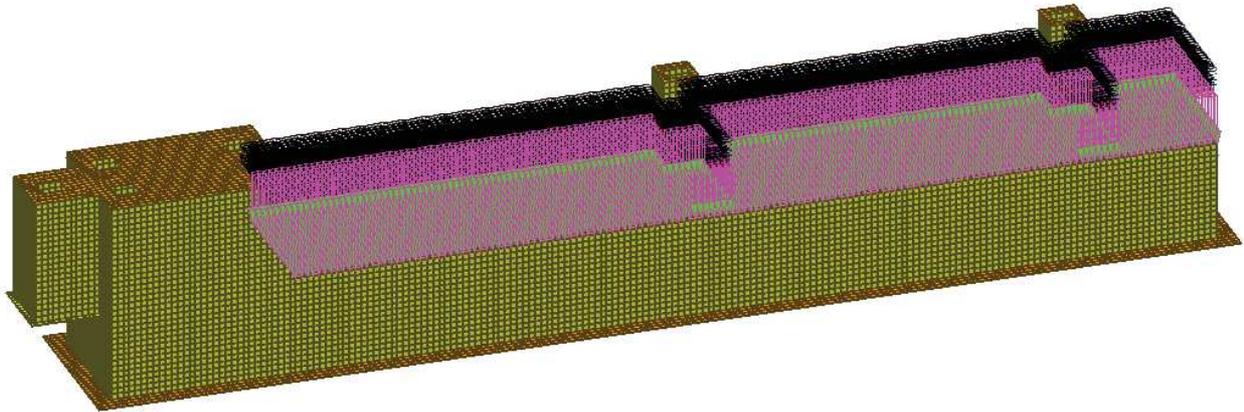
CALCOLO SPINTA A RIPOSO DEL TERRENO			
h (m)	y (kN/mc)	k0	S (kN/mq)
2,50	20	0,53	26,50
2,65	20	0,53	28,07
2,80	20	0,53	29,63
2,94	20	0,53	31,20
3,09	20	0,53	32,76
3,24	20	0,53	34,33
3,39	20	0,53	35,89
3,53	20	0,53	37,46
3,68	20	0,53	39,02
3,83	20	0,53	40,59
3,98	20	0,53	42,15
4,12	20	0,53	43,72
4,27	20	0,53	45,28
4,42	20	0,53	46,85
4,57	20	0,53	48,41
4,71	20	0,53	49,98
4,86	20	0,53	51,54
5,01	20	0,53	53,11
5,16	20	0,53	54,65
5,30	20	0,53	56,19
5,45	20	0,53	57,73
5,59	20	0,53	59,27
5,74	20	0,53	60,81
5,88	20	0,53	62,35
6,03	20	0,53	63,89
6,17	20	0,53	65,43
6,32	20	0,53	66,98
6,46	20	0,53	68,52
6,61	20	0,53	70,06
6,75	20	0,53	71,60
6,90	20	0,53	73,14
7,05	20	0,53	74,76
7,21	20	0,53	76,37
7,36	20	0,53	77,99
7,51	20	0,53	79,61





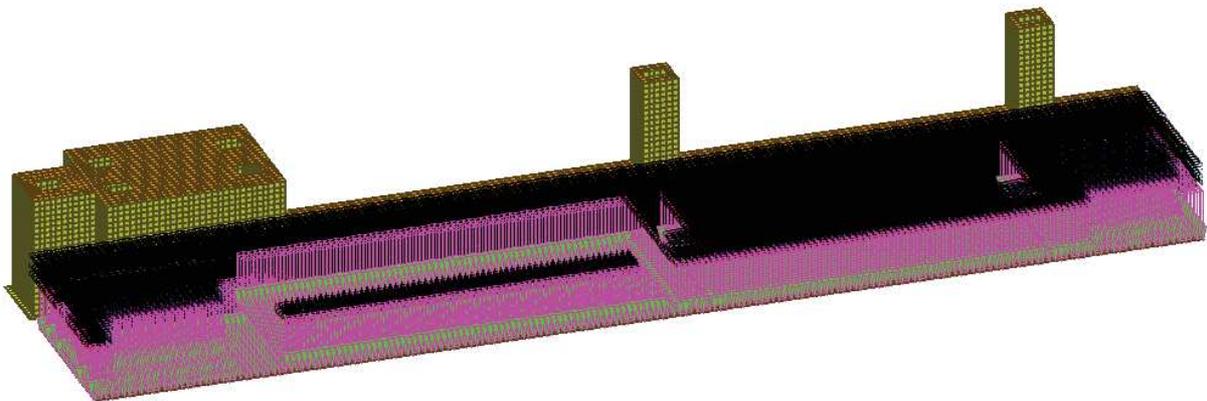
2) Carico del terreno:

Il carico del terreno al di sopra della vasca considerato è pari a 20 kN/mc:



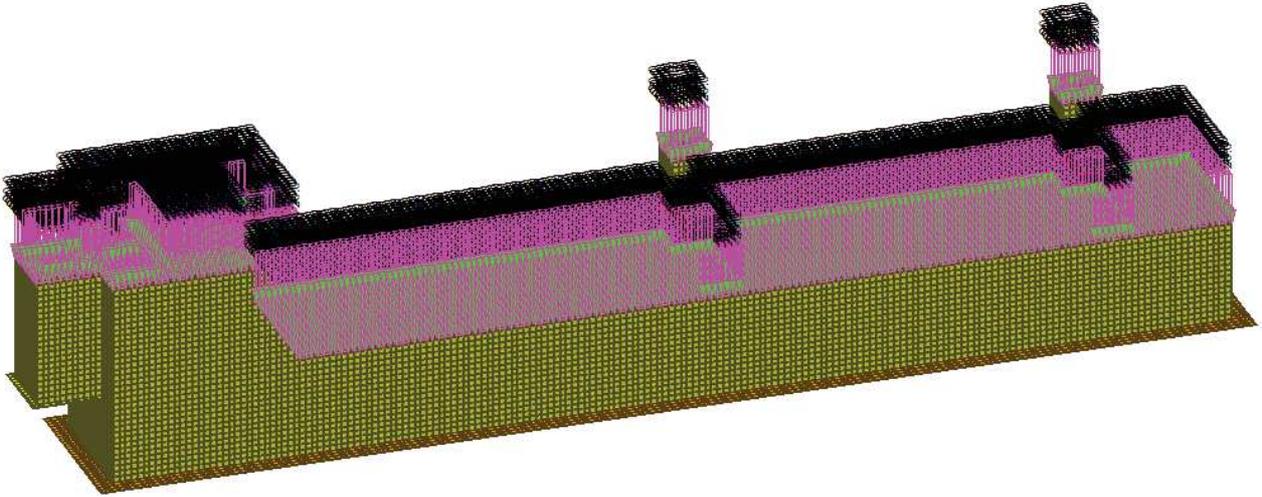
3) Carico Idraulico (Vasca Piena):

Il livello massimo raggiungibile nella vasca è pari a 2.5m, questo è stato convertito in carico idraulico in corrispondenza della soletta inferiore della vasca.



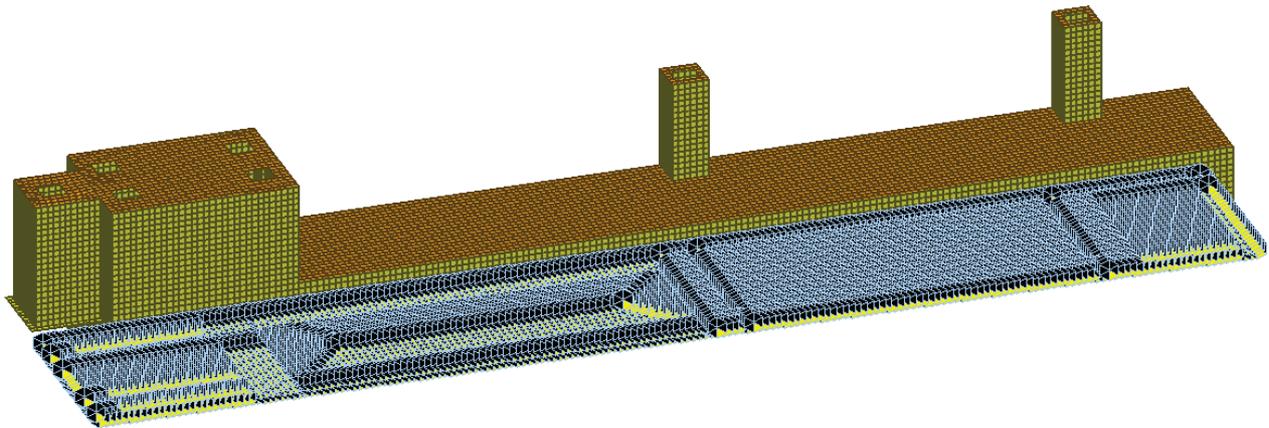
4) Sovraccarico:

Si considera un carico uniformemente distribuito pari a 20 kN/m^2 .

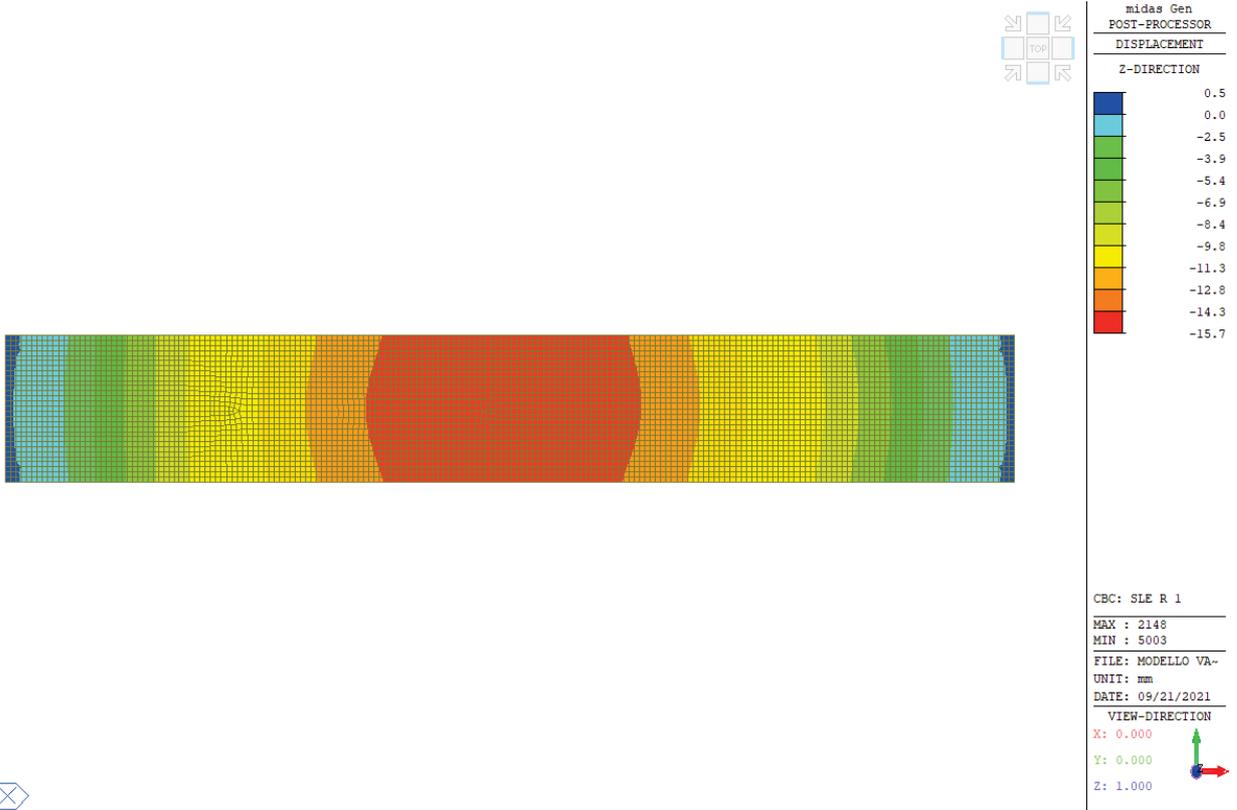


Condizioni di vincolo:

La struttura è stata vincolata in corrispondenza dei 4 vertici alla base mediante vincoli rigidi e in corrispondenza della platea sono state inserite le costanti elastiche alla Winkler $k_v=0.5 \text{ kg/cm}^3$.



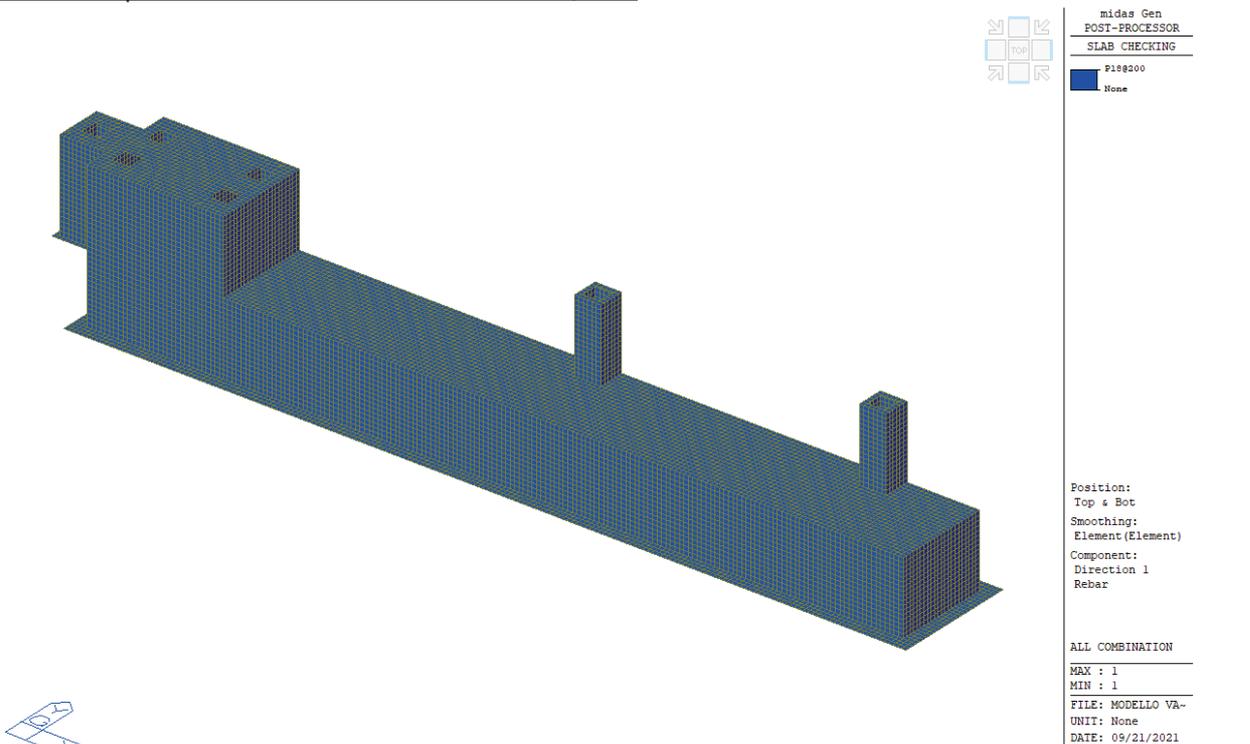
Spostamenti soletta inferiore



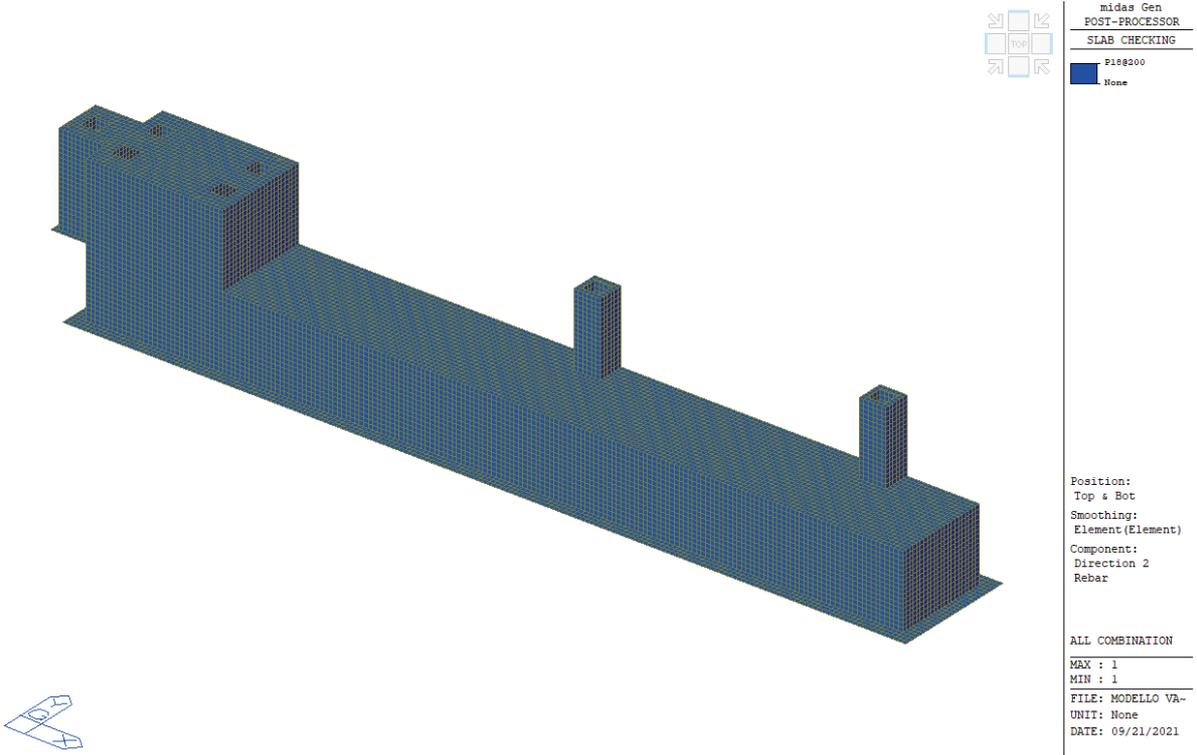
Il massimo spostamento in condizione SLE è pari a 15.7 mm.

Calcolo dell'armatura della vasca

Armatura Superiore e Inferiore - DIR-1 - $\Phi 18/200$



Armatura Superiore e Inferiore - DIR-2 - $\Phi 18/200$



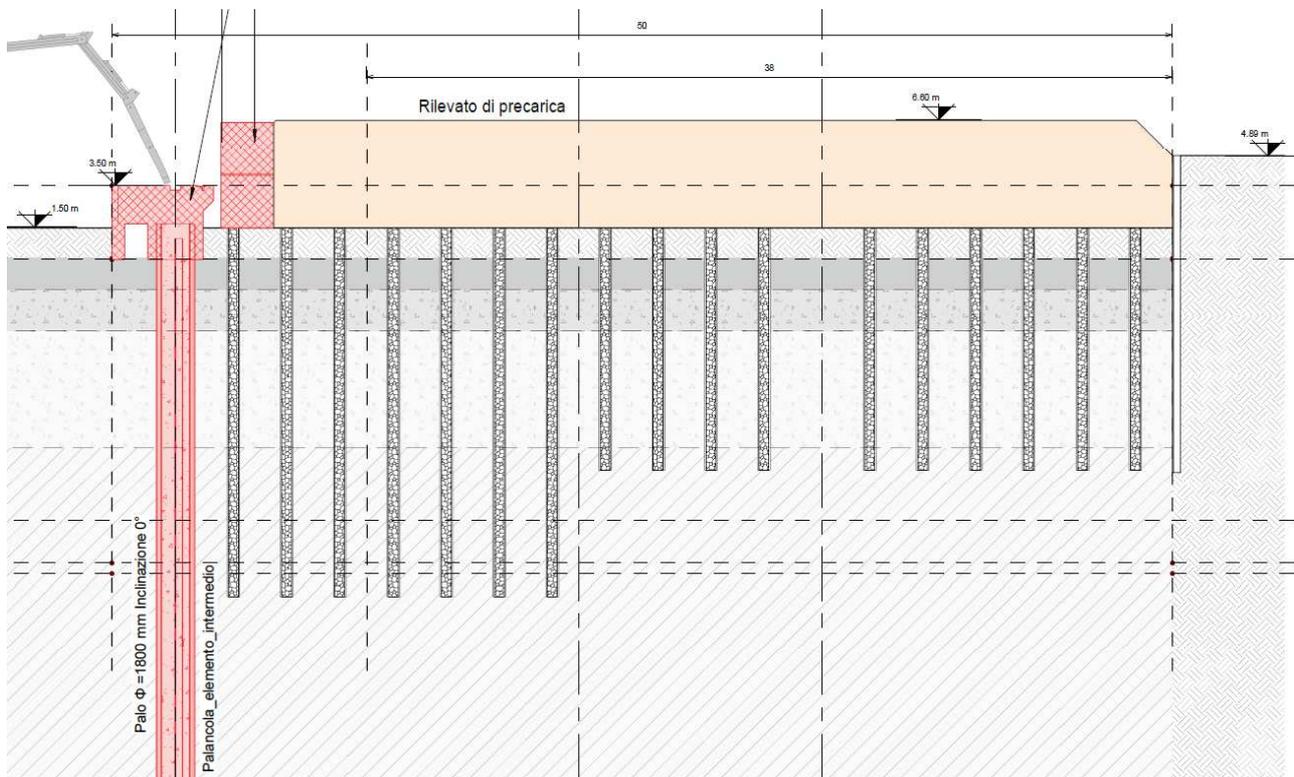
Per dettagli sulla disposizione delle armature per l'elemento in oggetto si rimanda alle tavole strutturali di progetto dell'elemento stesso.

12 RILEVATI DI PRECARICA

Nel presente capitolo sono riportati la stima dei cedimenti e dei tempi di consolidazione dei rilevati di precarica previsti per limitare i cedimenti in fase di applicazione del carico previsto nell'area di stoccaggio, pari a 60 kPa. I rilevati hanno altezza 5.1 m da quota +1.50 m s.l.m.m. a quota +6.60 m s.l.m.m. e dimensioni planimetriche di circa 50 x 100 m.

Al di sotto dei rilevati, per una fascia di circa 18 m, sono previste delle colonne in ghiaia con piede a quota -16.00 m, che interessano quindi tutto lo strato M1, fungendo da dreni e accelerando quindi i tempi di consolidazione; per i restanti 27 m le colonne hanno piede a quota -10.00 m, quindi interessano il solo strato sabbioso S al fine di ridurre il rischio di liquefazione.

La figura seguente riporta una sezione del rilevato di precarica oggetto di analisi.



La quota del piano campagna attuale risulta essere mediamente a +3.50 m s.l.m.m., pari alla quota del piano finito di progetto.

Di seguito si riporta il calcolo dei cedimenti del rilevato di precarica e del piazzale a seguito dell'applicazione del carico di progetto pari a 60 kPa.

12.1 CEDIMENTO DEL RILEVATO

FORMULE

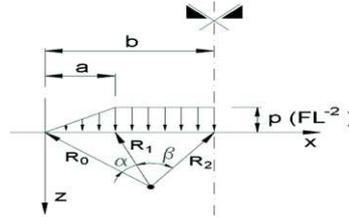
Rif.to:

POULOS H.G. [1974]: "Elastic solutions for soils and rock mechanics"

John Wiley & Sons, New York

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \cdot \left[\beta + \frac{x \cdot \alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2} (x - b) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \cdot \left[\beta + \frac{x \cdot \alpha}{a} + \frac{z}{R_2^2} \cdot (x - b) + \frac{2 \cdot z}{a} \cdot \log_e \frac{R_1}{R_0} \right]$$



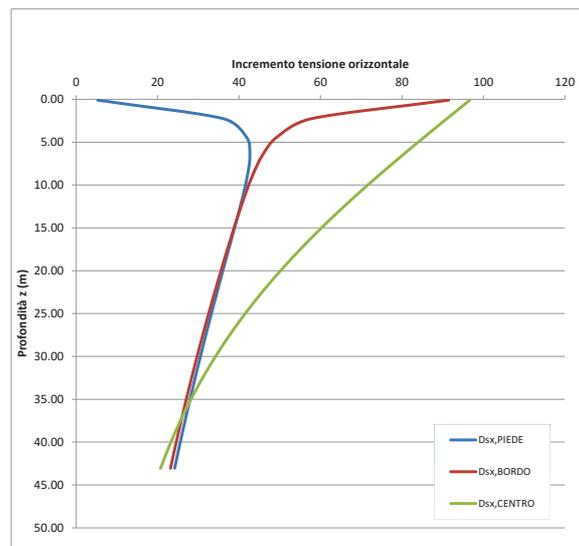
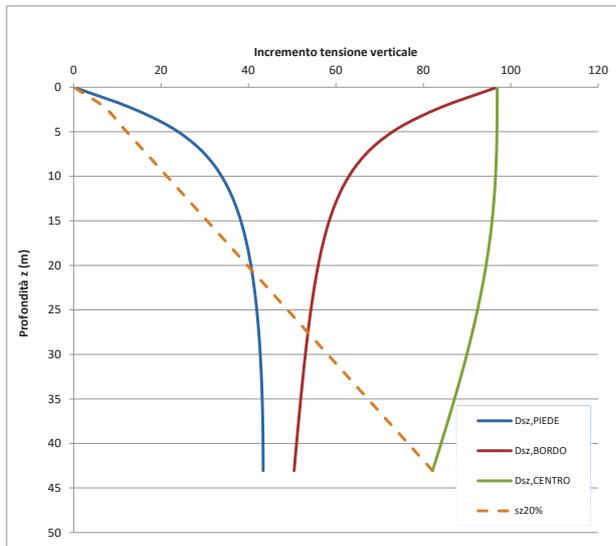
DATI DI INGRESSO

H	Altezza rilevato	5	(m)
γr	peso di volume equivalente terreno rilevato	19	(kN/m ³)
Sovr	sovraccarico	0	(kPa)
p	massimo valore del carico applicato	97	(kPa)
a		5.1	(m)
b		50	(m)
Δh	altezza conchio di calcolo	2.1	(m)
hf	profondità falda da piano campagna	1.5	(m)
γ	peso di volume terreno di fondazione	19	(kN/m ³)

Calcolo

INCREMENTI DI TENSIONE

Z (m)	Incrementi di tensione terreni di fondazione						Tensione verticale in sito			
	Δσ _{z,PIEDE} (kPa)	Δσ _{z,BORDO} (kPa)	Δσ _{z,CENTRO} (kPa)	Δσ _{x,PIEDE} (kPa)	Δσ _{x,BORDO} (kPa)	Δσ _{x,CENTRO} (kPa)	σ _z (kPa)	σ _z 10% (kPa)	σ _z 15% (kPa)	σ _z 20% (kPa)
0.10	1	96	97	5	91	97	2	0	0	0
2.25	13	84	97	36	58	91	35	4	5	7
4.40	22	75	97	42	49	86	55	6	8	11
6.54	28	69	97	43	46	80	75	7	11	15
8.69	32	65	97	42	43	75	95	9	14	19
10.84	35	62	96	41	42	70	114	11	17	23
12.99	37	60	96	40	40	65	134	13	20	27
15.13	38	58	96	39	39	60	154	15	23	31
17.28	39	57	95	38	37	55	174	17	26	35
19.43	40	56	95	36	36	51	193	19	29	39
21.58	41	55	94	35	35	47	213	21	32	43
23.73	42	55	93	34	33	44	233	23	35	47
25.87	42	54	92	33	32	40	253	25	38	51
28.02	42	53	91	32	31	37	272	27	41	54
30.17	43	53	90	30	30	34	292	29	44	58
32.32	43	53	89	29	28	31	312	31	47	62
34.46	43	52	87	28	27	29	332	33	50	66
36.61	43	52	86	27	26	27	351	35	53	70
38.76	43	51	85	26	25	24	371	37	56	74
40.91	43	51	83	25	24	22	391	39	59	78
43.06	43	50	82	24	23	21	411	41	62	82



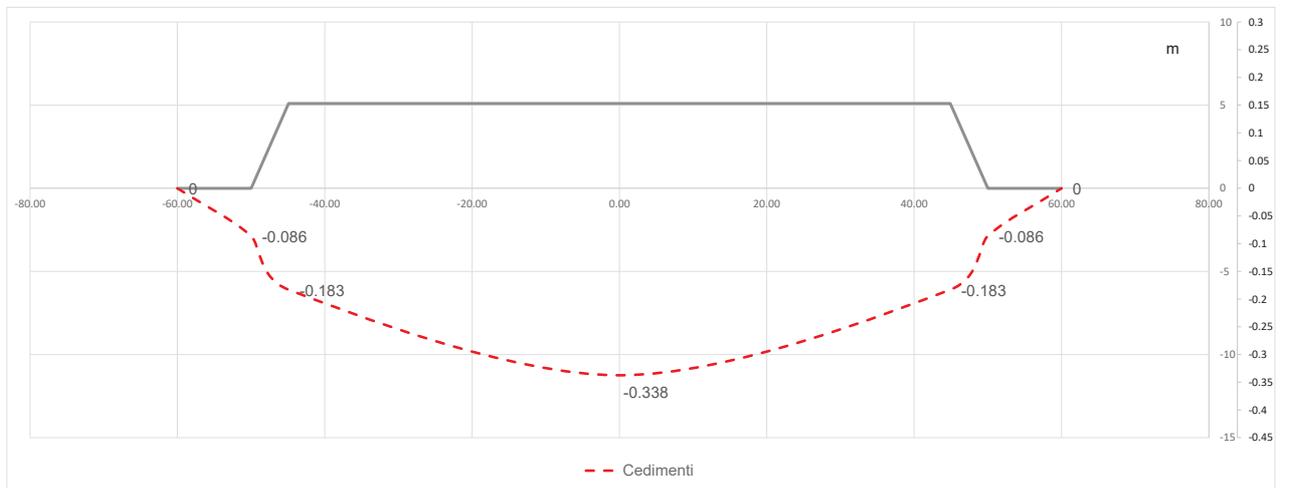
CALCOLO CEDIMENTI

OCR	tensione di preconsolidazione	terreno	Coesivi			Incoerenti	Spessore strato
			Cc	Cr	e0	E	
1	Rilevato	Incoerente				40000	5
1	1.9	incoerente	0	0	0	13000	0.10
1	42.4	incoerente	0	0	0	13000	2.15
1	66.1	incoerente	0	0	0	7000	2.15
1	89.8	incoerente	0	0	0	25000	2.15
1	113.5	incoerente	0	0	0	25000	2.15
1	137.2	incoerente	0.13	0.035	0.9	9000	2.15
1	160.9	incoerente	0.13	0.035	0.9	9000	2.15
1	184.6	coesivo	0.13	0.035	0.9	9000	2.15
1	208.3	coesivo	0.13	0.035	0.9	9000	2.15
1	212.7	coesivo	0.13	0.035	0.9	12000	2.15
1	234.4	coesivo	0.13	0.035	0.9	12000	2.15
1	256.1	coesivo	0.13	0.035	0.9	12000	2.15
1	277.8	coesivo	0.13	0.035	0.9	12000	2.15
1	299.6	coesivo	0.25	0.04	0.8	15000	2.15
1	321.3	coesivo	0.25	0.04	0.8	15000	2.15
1	343.0	coesivo	0	0	0	50000	2.15
1	364.7	coesivo	0.25	0.04	0.8	22000	2.15
1	386.5	coesivo	0.25	0.04	0.8	22000	2.15
1	408.2	incoerente	0.25	0.04	0.8	22000	2.15
1	429.9	coesivo	0.25	0.04	0.8	22000	2.15
1	451.6	coesivo	0.25	0.04	0.8	22000	2.15

Cedimento Centro		
tensione finale verticale	cedimenti terreni coesivi (m)	cedimenti terreni incoerenti (m)
Rilevato		0.006
99	0.000	0.001
132	0.000	0.015
152	0.000	0.027
172	0.000	0.007
191	0.000	0.007
211	0.000	0.019
230	0.000	0.018
250	0.022	0.000
269	0.019	0.000
288	0.021	0.000
307	0.019	0.000
326	0.017	0.000
345	0.015	0.000
363	0.027	0.000
382	0.024	0.000
401	0.000	0.000
419	0.020	0.000
437	0.018	0.000
456	0.000	0.006
474	0.015	0.000
493	0.013	0.000
somma	0.231	0.106
Cedimento totale centro	0.338	m

Cedimento Bordo		
tensione finale verticale	cedimenti terreni coesivi (m)	cedimenti terreni incoerenti (m)
Rilevato		0.006
98	0.000	0.001
119	0.000	0.013
130	0.000	0.020
144	0.000	0.005
159	0.000	0.004
176	0.000	0.011
194	0.000	0.010
212	0.012	0.000
231	0.010	0.000
250	0.012	0.000
268	0.010	0.000
287	0.009	0.000
307	0.008	0.000
326	0.013	0.000
345	0.011	0.000
364	0.000	0.000
384	0.009	0.000
403	0.007	0.000
422	0.000	0.002
442	0.005	0.000
461	0.005	0.000
somma	0.111	0.072
Cedimento totale bordo	0.183	m

Cedimento Piede		
tensione finale verticale	cedimenti terreni coesivi (m)	cedimenti terreni incoerenti (m)
Rilevato		
3	0.000	0.000
48	0.000	0.001
77	0.000	0.004
103	0.000	0.001
127	0.000	0.002
149	0.000	0.004
171	0.000	0.004
192	0.006	0.000
213	0.005	0.000
234	0.008	0.000
254	0.007	0.000
274	0.006	0.000
295	0.005	0.000
315	0.008	0.000
335	0.007	0.000
355	0.000	0.000
375	0.005	0.000
395	0.005	0.000
414	0.000	0.002
434	0.003	0.000
454	0.003	0.000
somma	0.068	0.018
Cedimento totale piede	0.086	m

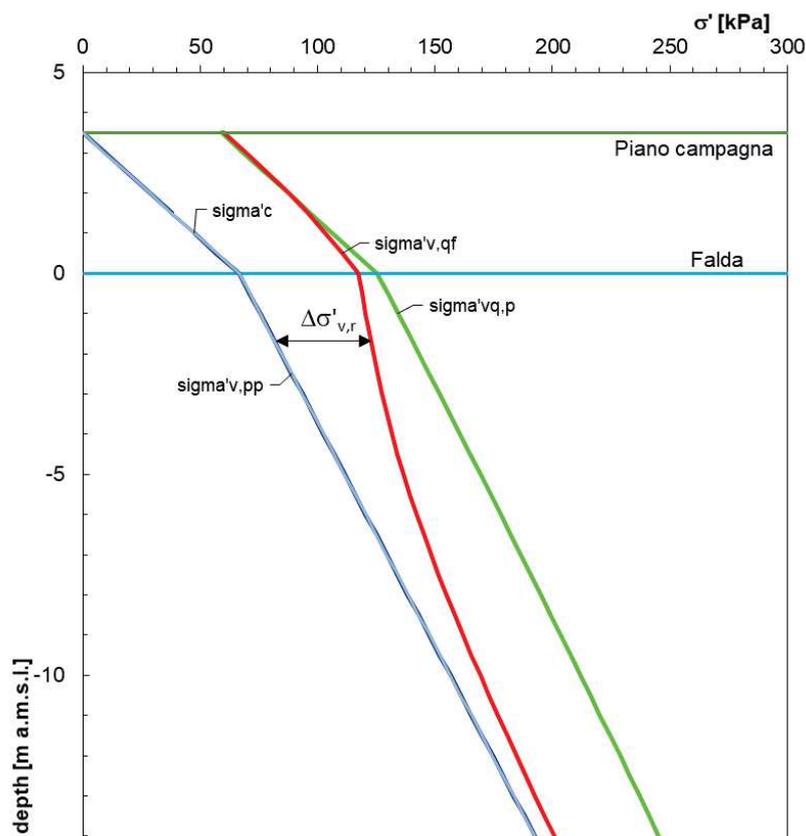


Risulta che il piano di posa del rilevato cede di circa 34 cm.

12.2 CEDIMENTO PAVIMENTAZIONE DI PROGETTO

Di seguito di riporta il diagramma delle tensioni nel terreno:

- allo stato di fatto con p.c. a quota +3.50 m s.l.m.m. (linea blu)
- dopo aver applicato il rilevato di precarica con testa a quota 6.60 m s.l.m.m. (linea verde)
- applicano alla quota di progetto (+3.50 m s.l.m.m.) un sovraccarico di 60 kPa (linea rossa)



Layer	z (m s.l.m.m.)	cons. stress		Precarica		Fondazione			$\Delta\sigma'_{v,r}$ (kPa)	$\Delta\sigma'_{v,c}$ (kPa)	Q-20% σ'_v	ΔH_E (m)
		z (m da p.c.)	σ'_c (kPa)	$\sigma'_{v,q,precarica}$ (kPa)	z (m da p.p.f)	$\sigma'_{v,pp}$ (kPa)	$\sigma'_{v,q,fondazione}$ (kPa)					
R	3.50	0.00	0.00	58.90	0.00	0.00						
R	3.50	0.00	0.00	58.90	0.00	0.00	60.00	58.90	1.10	60.00	0.001175	
R	3.00	0.50	9.50	68.40	0.50	9.50	69.46	58.90	1.06	58.06	0.001173	
R	2.50	1.00	19.00	77.89	1.00	19.00	78.66	58.89	0.76	55.86	0.001162	
R	2.00	1.50	28.50	87.39	1.50	28.50	87.41	58.89	0.03	53.21	0.001133	
R	1.50	2.00	38.00	96.87	2.00	38.00	95.62	57.62	0.00	50.02	0.001108	
R	1.00	2.50	47.50	106.35	2.50	47.50	103.29	55.79	0.00	46.29	0.001073	
R	0.50	3.00	57.00	115.83	3.00	57.00	110.49	53.49	0.00	42.09	0.001029	
R	0.00	3.50	66.50	125.29	3.50	66.50	117.35	50.85	0.00	37.55	0.000978	
R	-0.50	4.00	71.00	129.75	4.00	71.00	118.98	47.98	0.00	33.78	0.000923	
R	-1.00	4.50	75.50	134.20	4.50	75.50	120.52	45.02	0.00	29.92	0.000866	
P	-1.50	5.00	80.00	138.63	5.00	80.00	122.05	42.05	0.00	26.05	0.000751	
P	-2.00	5.50	84.50	143.06	5.50	84.50	123.66	39.16	0.00	22.26	0.000699	
P	-2.50	6.00	89.00	147.47	6.00	89.00	125.39	36.39	0.00	18.59	0.00065	
P	-3.00	6.50	93.50	151.87	6.50	93.50	127.27	33.77	0.00	15.07	0.000603	
S	-3.50	7.00	98.00	156.25	7.00	98.00	129.32	31.32	0.00	11.72	0.000313	
S	-4.00	7.50	102.50	160.62	7.50	102.50	131.55	29.05	0.00	8.55	0.00029	
S	-4.50	8.00	107.00	164.98	8.00	107.00	133.95	26.95	0.00	5.55	0.00027	
S	-5.00	8.50	111.50	169.32	8.50	111.50	136.53	25.03	0.00	2.73	0.00025	
S	-5.50	9.00	116.00	173.65	9.00	116.00	139.26	23.26	0.00	0.06	0.000233	
S	-6.00	9.50	120.50	177.97	9.50	120.50	142.15	21.65	0.00	-2.45	0	
												0.015

Si nota che l'applicazione del carico di 60 kPa consente al terreno di lavorare con un modulo di ricarico in quanto la tensione rimane sempre inferiore a quella già sperimentata dal terreno in sito.
Il cedimento del piazzale risulta essere pari a 15 mm.

13 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI

Le analisi geotecniche e strutturali sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico di cui vengono indicati l'origine e le caratteristiche principali.

Programma: PLAXIS 2D
Versione: 20.04.00.790
Produttore: Bentley Systems International Limited

Programma: MAX 15.0
Versione: 15.04A
Produttore: Aztec Informatica

Programma: MIDAS GEN
Programma di analisi strutturale ad elementi finiti (FEM) indirizzato fundamentalmente all'ingegneria civile
Versione: 2021 v2.1
Produttore: Midas Information Technology Co. Ltd. di Seongnam, Corea del Sud

Programma: PresFle+
Verifica a presso-tenso flessione deviata e taglio di sezioni in cemento armato e forma qualsiasi con il metodo alle tensioni ammissibili ed agli stati limite.
Versione: 5.32.1
Produttore e distributore: Concrete srl - Via della Pieve n.19, 35121 Padova (PD)

14 LIMITI PER VIE DI CORSE GRU

Limiti di deformazione delle vie di corsa delle gru STS		Tabelle 1: Zul. Maßabweichungen (Toleranzen) für Kranbahnen nach vorh. Regelwerken				
Regelwerke	Bezeichnung	DIN 4132	VDI 3576		FEM	HTG-Empl. Ufer-einfass.
		Ausg. 2/1981	Ausg. 1989	Ausg. 10/1987	E.120 Ausg. 1980	
			Toleranzklasse 1 für Krane d. Beanspruchungsgruppe B4 - B6 nach DIN 15018	Toleranzklasse 2 für Krane d. Beanspruchungsgruppe B1 - B3 nach DIN 15018	Toleranzklasse 3 für Krane mit wenig Fahrbewegungen u. kurzen Fahrstrecken z.B. Hafenkran	
1	Spurmittenmaß "s"	 für $s \leq 15$ m gilt: $A = \pm 5$ mm für $s > 15$ m gilt: $A = \pm [5 + 0,25x(s-15)]$ mm s in m einsetzen	für $s \leq 15$ m gilt: $A = \pm 5$ mm für $s > 15$ m gilt: $A = \pm [5 + 0,25x(s-15)]$ mm s in m einsetzen	für $s \leq 15$ m gilt: $A = \pm 5$ mm für $s > 15$ m gilt: $A = \pm [10 + 0,25x(s-15)]$ mm s in m einsetzen	für $s \leq 15$ m gilt: $A = \pm 3$ mm für $s > 15$ m gilt: $A = \pm [3 + 0,25x(s-15)]$ mm max. ± 25 mm	
2	Lage einer Schiene im Grundriß	 $B = \pm 10$ mm $b = 1$ mm	$B = \pm 10$ mm $b = 1$ mm	$B = \pm 20$ mm $b = 1$ mm	$B = \pm 10$ mm $b = 1$ mm	
3	Höhenlage einer Schiene (Längsgefälle)	 $C = \pm 10$ mm $c = 2$ mm	$C = \pm 5$ mm $c = 1$ mm	$C = \pm 10$ mm $c = 2$ mm	$C = \pm 20$ mm $c = 4$ mm	max. 3 %
4	Höhenlage der Schienen zueinander (Quergefälle)	 $D = \pm 0,5\%$ von s $D_{max} = \pm 5$ mm	$D = \pm 1\%$ von s $D_{max} = \pm 10$ mm	$D = \pm 2\%$ von s $D_{max} = \pm 20$ mm	$D = \pm 10$ mm $D_{max} = \pm 10$ mm	D = ca. 3 % von s
5	Neigung der Schienen zueinander (Schräglung)	 $E = \pm 0,5\%$	$E = \pm 1\%$	$E = \pm 1\%$	$E = \pm 2\%$	
6	Abweichung des Schienenkopfes aus der Scheitelhorizontale	 $G = 4\%$ von K	$G = 4\%$ von K	$G = 6\%$ von K	$G = 8\%$ von K	
7	Lage der Endanschläge zueinander	 $F = 1\%$ von s $F_{max} = \pm 20$ mm	$F = \pm 0,7\%$ von s $F_{max} = \pm 15$ mm	$F = \pm 1\%$ von s $F_{max} = \pm 20$ mm	$F = \pm 1,5\%$ von s $F_{max} = \pm 30$ mm	
Anmerkungen:		Kranbahnen in Stahlkonstruktion	Kranbahnen in Stahl-, Beton- oder Schwellenbauweise		Kranbahnen für Laufkran-, Portal- und Drehkrananlagen	Kranbahnen für Hafenkran
Toleranzen		Montagetoleranzen	Montagetoleranzen (für die unbelastete Kranbahn) Nachbesserung, wenn konstruktiv u. betrieblich erforderlich		Montagetoleranzen Betriebstoleranzen max. 20 % über den Montagetoleranzen	Betriebstoleranzen
Kranbahnvermessung		Nach Montage, nur mit ständiger Last (aus Eigengewicht der Kranbahn)	keine Angabe		keine Angabe	keine Angabe

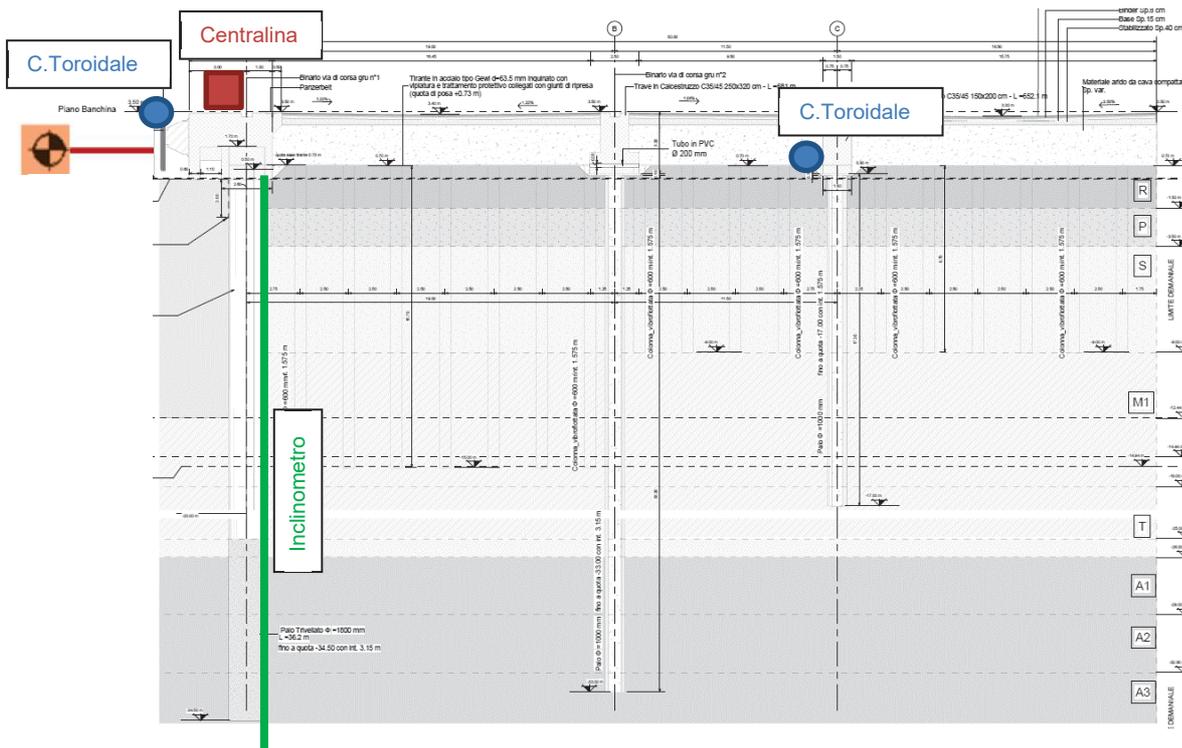
15 CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO

La funzionalità delle opere e il rispetto delle previsioni del modello numerico dovranno essere accertati mediante controlli sul comportamento delle strutture, da eseguire sia in corso di costruzione che in fase di collaudo e di esercizio.

Per la banchina "Futuro Terminal Containers" sono previste quattro sezioni di monitoraggio (due lato Candiano e due lato Nord), ognuna costituita dagli elementi descritti nel seguito. Ogni sezione di monitoraggio è composta da un tubo inclinometrico spinto fino a 40 m di profondità e da due celle toroidali per il monitoraggio della forza di trazione sugli ancoraggi (1 cella sul tirante esistente e 1 cella per il nuovo tirante). Il tiro agli ancoraggi sarà acquisito in continuo tramite apposito datalogger.

Inoltre è previsto un monitoraggio topografico sia della trave di banchina (un target ogni 20 m)

SEZIONE TIPO DI MONITORAGGIO		
Monitoraggio Topografico	Monitoraggio inclinometrico	Monitoraggio con cella toroidale
Spost. trave di banchina	Deformazione Palancolato	Tiro ancoraggi
1 Target /20m	1 tubo (L=40m)	8 Celle + 4 Datalogger



La frequenza delle letture varierà in considerazione dell'impatto che le diverse lavorazioni hanno sulle strutture. Si prevede una frequenza "intensiva" per una settimana all'inizio di ogni fase lavorativa importante seguita da una frequenza "ordinaria" se durante tale prima settimana non si sono registrate misure anomale. Nella tabella seguente è anche indicata una frequenza media indicativa che tiene conto del monitoraggio nell'intero periodo di costruzione dell'opera.

Frequenza	Monitoraggio Topografico	Monitoraggio inclinometrico	Monitoraggio con cella toroidale (scansione centralina) acquisizione
	Spost. trave di banchina	Deformazione Palancolato	Tiro ancoraggi
Ordinaria	1/Mese	1/Mese	3/Giorno
Intensiva	1/Giorno	1/Settimana	3/Giorno
Media ponderata (stima)	2/Mese	1/20 giorni	3/Giorno

In conclusione il sistema di monitoraggio previsto permetterà di valutare il comportamento dell'opera nel corso delle più importanti fasi di costruzione e di messa in esercizio.

Un vero e proprio collaudo delle strutture di banchina, in accordo alle prescrizioni che verranno date dal Collaudatore, potrà essere realizzato attraverso l'escavo di un tratto di canale fino a raggiungere i fondali di progetto, congiuntamente all'applicazione dei carichi di banchina previsti in esercizio. In questo caso, la presenza di strumenti di misura degli assestamenti e dei tiri, unitamente ai dati sperimentali acquisiti in precedenza consentirà di valutare la risposta dell'opera alle sollecitazioni imposte durante il collaudo e pertanto la funzionalità dell'opera in relazione alle prestazioni richieste dal Committente.