



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850



Pregio tecnico



Caratteristiche ambientali



Cantierizzazione e fasi di lavoro

OFFERTA TECNICA

ASSE STRADALE PRINCIPALE SOTTOVIA

SOTTOVIA FERROVIARIO - km 6+825

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA	CODICE ELABORATO DI OFFERTA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev			
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	T 0 0	S T 0 1	S T R	R E 0 1	B	-	07/12/2017	11.1

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.



Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Paolo Cucino

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	4
1.2	Oggetto specifico della relazione	6
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Normative di riferimento, raccomandazioni, linee guida	7
2.2	Elaborati	8
2.3	Bibliografia	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1	Conglomerato cementizio	9
3.1.1	Pali	9
3.1.2	Elevazioni Spalle	9
3.1.3	Fondazioni (Platee Spalle)	9
3.1.4	Conglomerato cementizio per le travi prefabbricate	10
3.1.5	Conglomerato cementizio per traversi e soletta	10
3.2	Acciaio per barre di armatura	10
3.3	Acciaio armonico per precompressione	11
3.4	Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato	11
4	CARICHI DI PROGETTO DELL'IMPALCATO	13
4.1	Carichi permanenti strutturali	13
4.2	Carichi permanenti portati	13
4.3	Carichi variabili da traffico veicolare	13
4.3.1	Carichi verticali	13
4.3.2	Frenatura e avviamento	14
4.4	Vento	14
4.5	Azione Sismica	14
4.5.1	Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica	14
4.5.2	Parametri sismici di riferimento	15
4.6	Combinazione dei carichi	15
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO	17

6	STATICA GLOBALE DELL'IMPALCATO	18
6.1	Dati dimensionali	18
6.2	PRECOMPRESSIONE	20
6.2.1	Armatura di precompressione	20
6.2.2	Caratteristiche di precompressione	20
6.3	ANALISI DEI CARICHI	21
6.3.1	Peso proprio (G_1).....	21
6.3.2	Carichi permanenti (G_2).....	21
6.3.3	Carichi mobili (QK1)	21
6.3.4	Incremento dinamico dei carichi mobili.....	23
6.3.5	Azione centrifuga.....	23
6.3.6	Azione sismica	23
6.3.7	Combinazioni di carico	23
6.4	MODELLAZIONE STRUTTURALE	24
6.4.1	Definizione del modello di calcolo	24
6.5	VERIFICHE – TRAVE LATERALE 1	25
6.5.1	S.L.U. (Combinazione fondamentale)	25
6.5.2	S.L.E. (Combinazione rara) – <i>Verifica a flessione</i>	27
7	ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE.....	30
7.1	Geometria delle spalle.....	30
7.2	Modello agli elementi finiti.....	33
7.3	Analisi dei carichi della spalla	36
7.3.1	Peso proprio delle strutture	36
7.3.2	Peso proprio terreno imbarcato.....	36
7.3.3	Spinte orizzontali dovute al terreno	37
7.3.4	Carico stradale accidentale	39
7.3.5	Caratterizzazione sismica	39
7.3.6	Spinta sismica inerziale delle strutture	39
7.3.7	Spinta sismica del terreno.....	40
7.3.8	Carichi sismici derivanti dall'impalcato	43
7.3.9	Carichi statici derivanti dall'impalcato.....	44



7.4	Combinazioni di carico.....	46
7.5	Risultati delle analisi	47
8	VERIFICA DELLE SPALLE	48
8.1	Fusto.....	48
8.1.1	Armatura verticale	48
8.1.2	Armatura orizzontale	52
8.2	Platea in c.a.....	55
8.2.1	Armatura direzione X (ortogonale al fusto).....	57
8.2.2	Armatura direzione Y (parallela al fusto)	61
9	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI.....	64
9.1	Descrizione delle opere	64
9.2	Analisi dei carichi	64
9.3	Calcolo della capacità portante.....	65
9.3.1	Metodo di calcolo	65
9.4	Capacità portante pali.....	66
10	VERIFICHE PALI	70
10.1	Verifica capacità portante verticale – spalla.....	70
10.2	Verifica dell’instabilità elastica dei pali	70
10.3	Verifica strutturale e dei cedimenti dei pali	71
10.4	Report elaborazione dati e risultati	74
10.4.1	Pali per spalla	76

1 PREMESSA

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

Nella presente relazione si riportano le verifiche strutturali dell'impalcato e delle sottostrutture relative al SOTTOVIA FERROVIARIO - km. 6+825 della nuova SS554 "Cagliaritana" adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km 1+500 al km 11+850 per la progettazione definitiva.

L'immagine riportata di seguito fornisce un inquadramento geografico degli interventi.

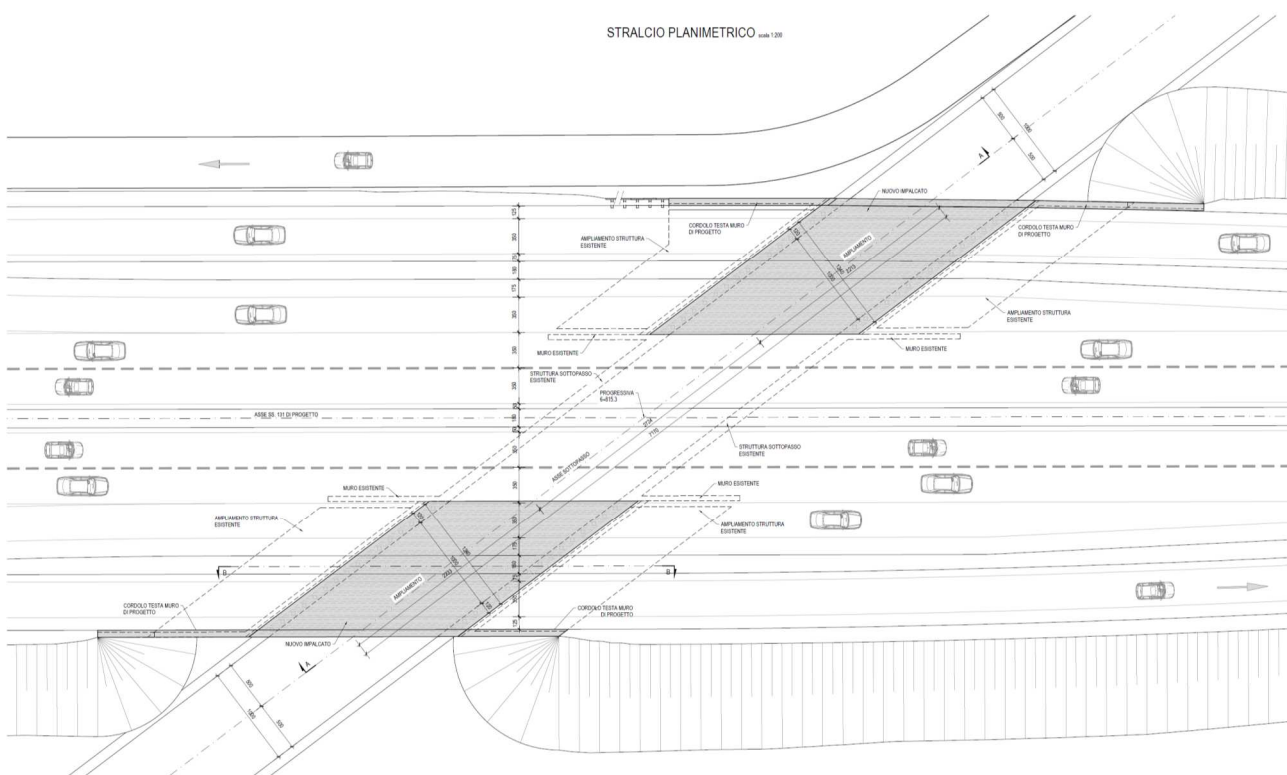


Figura 1 – Vista dell'area oggetto dell'intervento

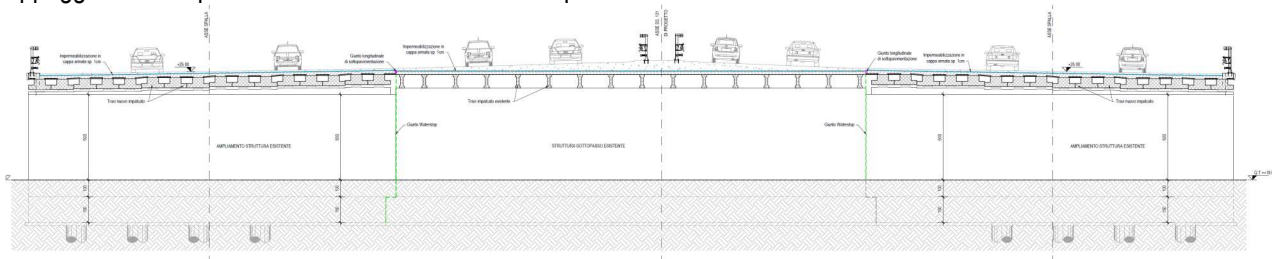
1.2 Oggetto specifico della relazione

Oggetto della presente relazione sono le verifiche strutturali dell'impalcato e delle sottostrutture del sottovia ferroviario - km. 6+825.

Il documento si pone l'obiettivo di descrivere i criteri progettuali adottati e le verifiche svolte ai fini del dimensionamento strutturale dell'opere. L'impalcato, costituito da due ponti affiancati di andamento rettilineo, si sviluppa su di una campata unica di luce pari a circa 17.950m. La sezione trasversale di ogni ponte ha larghezza di 13.45m con una pavimentazione larga 12.75m. La struttura portante è costituita da travi a T rovescio adiacenti di in calcestruzzo armato precompresso di altezza pari a 0.6m con soletta collaborante di spessore 25.0cm.



Le spalle sono realizzate da una struttura in calcestruzzo armato di lunghezza 22.33m, su cui poggiano entrambi gli impalcati, e con altezza massima 7.30m. La fondazione, una platea di spessore 1.5m e dimensioni 11.25x20.00m, è appoggiata su 10 pali di diametro 1.2m. Il fusto ha spessore di 1.20 m



2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative di riferimento, raccomandazioni, linee guida

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo, dove necessario, ad integrare le informazioni in esse contenute con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali:

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo, dove necessario, ad integrare le informazioni in esse contenute con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali:

[1] LEGGE 5 novembre 1971, n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

[2] LEGGE 2 febbraio 1974, n.64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

[3] D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

[4] Circolare 02.02.2009 n°617/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;

Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 14.01.2008, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

[5] C.N.R. – U.N.I. 10018 - 85: "Apparecchi di appoggio in gomma e PTEF nelle costruzioni Istruzioni per il calcolo e l'impiego."

[6] D. M. LL.PP. 04/05/1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali."

[7] Circ. LL. PP. 25/02/1991: "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali."

[8] D. M. LL. PP. 14/02/1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche."

[9] D.M.LL.PP.09/01/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento, normale e precompresso e per le strutture metalliche."

[10] Circ.LL.PP.15/10/1996: "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996."

[11] D.M.LL.PP.14/01/2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"

[12] EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".

[13] EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".

[14] EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".

[15] EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

[16] UNI EN 206-1 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

[17] UNI EN 11104: 03.2004 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.

La caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dal tracciato sono state redatte in conformità a dette Norme, analogamente le verifiche geotecniche delle opere previste nel progetto.

Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana – “Linee guida - aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” (2005);
- A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana – “Raccomandazioni sui Pali di Fondazione” (1984);
- A.I.C.A.P., AGI - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - raccomandazioni

2.2 Elaborati

Tutti gli elaborati grafici di progetto definitivo.

2.3 Bibliografia

[10] Geotecnica, R. Lancellotta, ed. Zanichelli;

[11] Fondazioni, C. Viggiani, ed. Hevelius;

[12] Single piles and pile groups under lateral loading, L. C. Reese, A. A. Balkema Publishers.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

3.1 Conglomerato cementizio

3.1.1 Pali

Nell'esecuzione delle opere di fondazione è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Pali trivellati di fondazione:
 - Iniezione con classe di calcestruzzo min C25/30 tipo SCC
 - Acciaio d'armatura B450C

$f_{tk} =$	5400 kg/cm ²
$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	3913 kg/cm ²
Copriferro	min 10 cm

3.1.2 Elevazioni Spalle

Per le strutture di elevazione quali i muri delle spalle è stato previsto un calcestruzzo classe C35/45 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 45$ MPa
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 35$ MPa
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 19.8$ MPa
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 3.21$ MPa
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 34077$ MPa

3.1.3 Fondazioni (Platee Spalle)

Per le strutture di fondazione quali le platee delle spalle, la fondazione dell'arco e i plinti delle pile è stato previsto un calcestruzzo classe C25/30 il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 30$ MPa
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 25$ MPa
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ MPa
- Resistenza media a trazione (Elementi Inflessi): $f_{ctm} = 2.56$ MPa
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1.98$ MPa

- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$

3.1.4 Conglomerato cementizio per le travi prefabbricate

- Resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} \geq 550 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione ($f_{ck} = 0,83 R_{ck}$) $f_{ck} \geq 456,5 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione ($f_{cm} = 80 + f_{ck}$) $f_{cm} \geq 536,5 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) ($f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$) $f_{ctm} \geq -38,32 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (assiale) ($f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$) $f_{ctk} \geq -26,82 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza media a trazione per flessione ($f_{cfm} = 1,20 f_{ctm}$) $f_{cfm} \geq -45,98 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione per flessione ($f_{ctk} = 0,70 f_{cfm}$) $f_{ctk} \geq -32,19 \text{ Kg/cm}^2$
- Modulo di elasticità secante ($E_{cm} = 22\,000 [0,1 f_{cm}]^{0,3}$) $E_{cm} = 364\,161 \text{ Kg/cm}^2$
- Deformazione ultima di contrazione $\epsilon_{uk} = 0,35 \%$
- Tensione limite di compressione di esercizio (Comb. Rara: $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$) $\sigma_{c,R} = 273,90 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione limite di compressione di esercizio (Comb. QP: $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$) $\sigma_{c,QP} = 205,43 \text{ Kg/cm}^2$

3.1.5 Conglomerato cementizio per traversi e soletta

- Resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} \geq 350 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione ($f_{ck} = 0,83 R_{ck}$) $f_{ck} \geq 290,5 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione ($f_{cm} = 80 + f_{ck}$) $f_{cm} \geq 370,5 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) ($f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$) $f_{ctm} \geq -28,35 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (assiale) ($f_{ctk} = 0,70 f_{ctm}$) $f_{ctk} \geq -19,85 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza media a trazione per flessione ($f_{cfm} = 1,20 f_{ctm}$) $f_{cfm} \geq -34,02 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione per flessione ($f_{ctk} = 0,70 f_{cfm}$) $f_{ctk} \geq -23,81 \text{ Kg/cm}^2$
- Modulo di elasticità secante ($E_{cm} = 22\,000 [0,1 f_{cm}]^{0,3}$) $E_{cm} = 325\,881 \text{ Kg/cm}^2$
- Deformazione ultima di contrazione $\epsilon_{uk} = 0,35 \%$
- Tensione limite di compressione di esercizio (Comb. Rara: $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$) $\sigma_{c,R} = 174,30 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione limite di compressione di esercizio (Comb. QP: $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$) $\sigma_{c,QP} = 130,73 \text{ Kg/cm}^2$

3.2 Acciaio per barre di armatura

Nella strutture in c.a. dovranno essere poste barre nervate in acciaio B450C (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_a = 210000 \text{ MPa}$

3.3 Acciaio armonico per precompressione

Trefoli tipo standard per pre-tensione ($A_t = 1,39 \text{ cm}^2$) a basso rilassamento (trefoli stabilizzati):

- Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 18\,600 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione all'1% di deformazione sotto carico $f_{p(1)k} \geq 16\,700 \text{ Kg/cm}^2$
- Modulo di elasticità $E_p = 1\,950\,000 \text{ Kg/cm}^2$
- Deformazione ultima $\epsilon_{uk} = 3,50 \%$
- Rilassamento a 1000 ore $\rho_{1000} \geq 2,50 \%$
- Tensione iniziale alla tesatura ($\min\{0,9 f_{p(1)k}; 0,8 f_{ptk}\}$) $\sigma_{pi} = 14\,880 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione massima in esercizio ($0,8 f_{p(1)k}$) $\sigma_{pi} = 13\,360 \text{ Kg/cm}^2$

3.4 Durabilità delle strutture in conglomerato cementizio armato

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

La tabella seguente indica, con riferimento alle sottostrutture e alle fondazioni in oggetto, la vita nominale, la classe di esposizione (**Tabella 2**) e la classe di calcestruzzo, di ciascuna opera.

PONTI	VN [anni]	Classe d'uso	Classe esp.	Materiale	Copriferro [cm]
Elevazioni pile	100	IV	XF4	C35/45	6.0
Elevazioni spalle	100	IV	XF4	C35/45	6.0
Fondazioni spalle e pile	100	IV	XC2	C25/30	5.0

Tabella 1 – Dimensionamento del copriferro

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

Tabella 2 – Descrizione delle condizioni ambientali (tab.4.1.III NTC2008)

I valori del copriferro sopra indicati sono maggiori rispetto ai valori minimi suggeriti in normativa (**Tabella 3**) poiché tengono conto sia della vita utile delle opere che delle tolleranze di posa delle armature.

Cmin	Co	Ambiente	C≥Co	Cmin <C< Co
C28/35	C40/50	ordinario	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	30	35
C35/45	C45/55	molto aggressivo	40	45

Tabella 3 – -Copriferri minimi in mm (tab.C4.1.IV NTC 2008)

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;

Il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera viene eseguito definendo i seguenti parametri:

- Classe d'uso: Classe IV;
- Classe di resistenza delle travi prefabbricate in c.a.p. C45/55
- Classe di resistenza dei traversi e della soletta in c.a.v. C28/35
- Condizioni ambientali: Ordinarie;
- Classe di esposizione per travi prefabbricate in c.a.p.: XC3;
- Classe di esposizione per traversi e soletta: XC3;

4 CARICHI DI PROGETTO DELL'IMPALCATO

Si riportano di seguito i carichi di progetto dell'impalcato per la determinazione degli scarichi sugli appoggi delle spalle.

Lo schema di vincolo prevede l'utilizzo di appoggi che consentono spostamenti lenti longitudinali su un lato mentre li bloccano sull'altro. Gli spostamenti trasversali sono bloccati su entrambe le spalle.

4.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio della struttura è stato determinato sulla base dei pesi specifici relativi ai materiali impiegati. In particolare per l'acciaio si è assunto un valore pari a 7850 kg/m^3 mentre per il calcestruzzo armato si è assunto un valore pari a 2500 kg/m^3 .

4.2 Carichi permanenti portati

I sovraccarichi permanenti portati derivano da tutti gli elementi di finitura e completamento necessari a garantire le caratteristiche funzionali dell'opera. Si individuano i seguenti contributi:

- $G_{\text{Ringrossi}} = 1.12 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Guard-rail}} = 1.50 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{veletta}} = 2 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Sottoservizi}} = 1.5 \text{ kN/m}$
- $G_{\text{Pavimentazione}} = 0.11 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 2.42 \text{ kN/m}^2$

4.3 Carichi variabili da traffico veicolare

4.3.1 Carichi verticali

Le caratteristiche geometriche definite per la carreggiata comportano la necessità di considerare la presenza di **4 corsie convenzionali** di larghezza $w_1 = 3.00 \text{ m}$ e una parte rimanente di 0.75 m . I carichi considerati sono quelli definiti nel D.M. 14.01.2008 coerentemente alla classificazione dell'opera come **ponte di prima categoria**. Nello specifico, ai fini delle verifiche globali, lo schema di carico di tipo 1 risulta essere dimensionante per l'opera in oggetto. La seguente immagine fornisce i dati necessari ad individuare il convoglio "tipo" utilizzato nel calcolo.

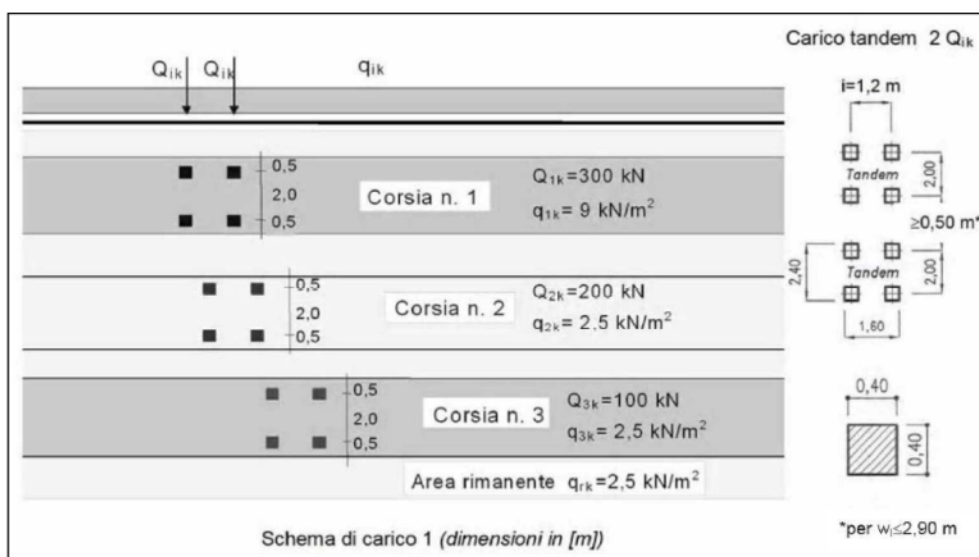


Figura 2 – Schema di carico 1 (D.M. 2008): definizione del convoglio di calcolo per ponti stradali di prima categoria

4.3.2 Frenatura e avviamento

La forza di frenatura ed avviamento, come prescritto dalla normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3.00 \times (19.13 \text{ m}) = 411.65 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \rightarrow 411.65 \text{ kN}$$

La medesima si considera applicata all'estradosso della pavimentazione.

4.4 Vento

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m². L'area assunta a rappresentazione dei carichi transitanti, come richiesto dalla Normativa di riferimento, vien calcolata fissando una fascia di pertinenza di altezza pari a 3.00 m rispetto al livello definito dal piano viario. L'altezza dell'impalcato è pari a 1.0m.

Sono di seguito riportati i calcoli delle azioni caratteristiche.

$$f_{\text{vento}} = 2.50 \times (1.0+3.0) = 10.0 \text{ kN/m}$$

Si è poi considerata la situazione di ponte scarico:

$$f_{\text{vento, ponte scarico}} = 2.50 \times (1.0) = 2.5 \text{ kN/m}$$

4.5 Azione Sismica

4.5.1 Classificazione dell'opera ai fini della valutazione dell'azione sismica

L'opera è classificata come **Tipo di costruzione 3** e si individua una **classe d'uso IV**. Pertanto i parametri che permettono di definire l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale: VN = 100 anni
- Coefficiente d'uso: CU = 2.0

- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $VR = VN \times CU = 200$ anni

4.5.2 Parametri sismici di riferimento

L'azione sismica di progetto si valuta con riferimento al sito individuando una **categoria C** di sottosuolo in classe topografica **T1**. Si riportano di seguito i parametri sismici di riferimento per i diversi stati limite previsti dalla norma.

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	120	0.0333	2.757	0.31
SLD	Default (63)	201	0.0393	2.817	0.322
SLV	Default (10)	1898	0.0703	3.059	0.393
SLC	Default (5)	2475	0.0747	3.093	0.401

Tabella 4 – Parametri sismici di riferimento

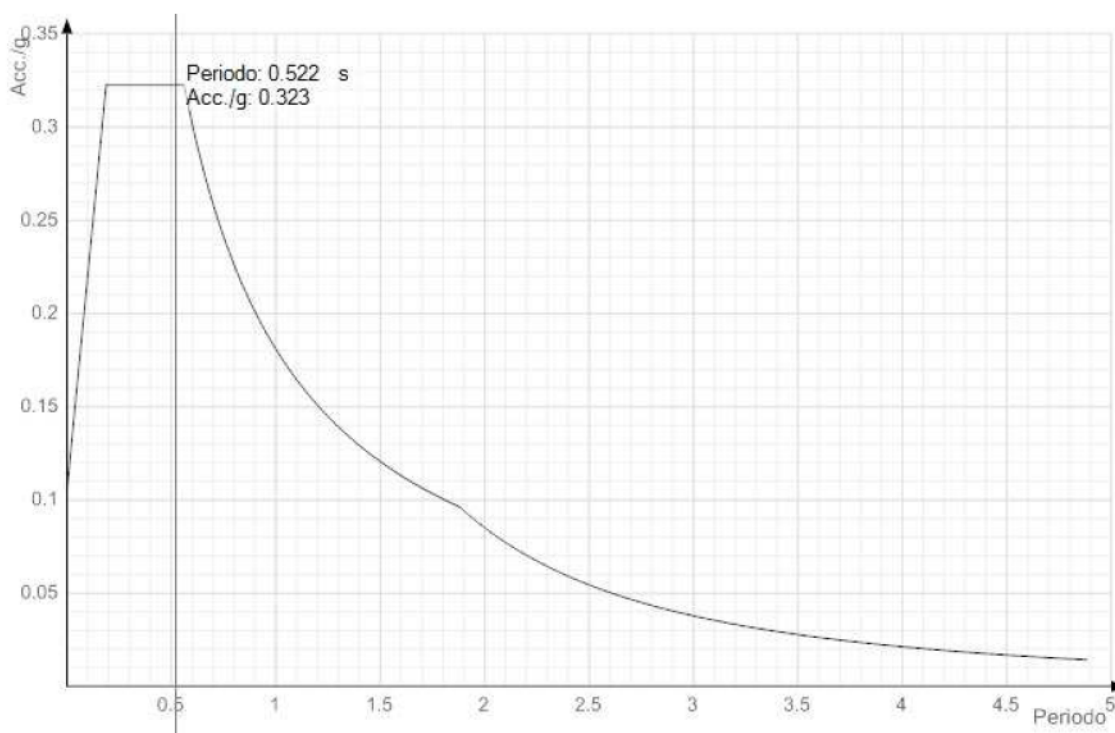


Figura 3 – Spettro di risposta allo SLV

4.6 Combinazione dei carichi

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ed ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M. 14.01.2008. La seguente tabella definisce i gruppi considerati:

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schema di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5 – Definizione dei gruppi di azioni per i carichi variabili da traffico

I gruppi 3, 4 e 5 sono relativi alle sole verifiche locali. Si osserva inoltre come i gruppi di tipo 2a e 2b non siano certamente significativi ai fini del calcolo dell'impalcato.

I coefficienti di combinazione da impiegare nella definizione delle azioni di progetto allo SLU e SLE sono riportati nelle seguenti tabelle:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 6 – Coefficienti di fattorizzazione dei carichi allo SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
5	0,0	0,0	0,0	
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 7 – Coefficienti di combinazione delle azioni

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

La seguente relazione di calcolo è stata eseguita in ottemperanza alle seguenti disposizioni legislative.

Tenendo presente quanto scritto nella relazione geologica, i parametri caratteristici utilizzati per le verifiche sono i seguenti:

- Terreno
 - peso di volume $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
 - angolo d'attrito $\phi = 30^\circ$
- Marne di Gesturi fratturate: spessore medio 3÷4 m
 - peso di volume $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$
 - angolo d'attrito $\phi = 37^\circ$
- Marne di Gesturi: base a profondità variabile
 - peso di volume $\gamma = 2100 \text{ kg/m}^3$
 - angolo d'attrito $\phi = 40^\circ$

Tali parametri dovranno essere verificati in fase di esecuzione per controllare la validità delle ipotesi fatte. Se durante gli scavi e/o perforazioni si riscontrassero sostanziali variazioni sulle caratteristiche del terreno sarà compito dell'impresa e del DLL valutare se le ipotesi di calcolo sono ancora valide ed intervenire di conseguenza.

6 STATICA GLOBALE DELL'IMPALCATO

6.1 Dati dimensionali

Si riportano di seguito i dati dimensionali dell'impalcato, utili ai fini dell'analisi strutturale (definizione del modello di calcolo e determinazione delle caratteristiche di sollecitazione) e delle verifiche degli elementi principali.

- Luce di calcolo $L_C = 17,95 \text{ m}$
- Larghezza totale dell'impalcato $B_T = 13,45 \text{ m}$
- Larghezza del cordolo sinistro $B_{\text{CORD, SX}} = 0,70 \text{ m}$
- Larghezza della carreggiata $B_{\text{CARR, SX}} = 12,65 \text{ m}$
- Larghezza del cordolo destro $B_{\text{CORD, DX}} = 0,00 \text{ m}$
- Altezza media del cordolo laterale SX $h_{\text{CURB, SX}} = 0,160 \text{ m}$
- Altezza media del cordolo laterale DX $h_{\text{CURB, DX}} = 0,100 \text{ m}$

- Numero delle travi $N_T = 16$
- Lunghezza della trave $L_T = 19,85 \text{ m}$
- Altezza delle travi $H_T = 0,60 \text{ m}$
- Larghezza superiore delle travi (*anima*) $B_{T, \text{sup}} = 0,40 \text{ m}$
- Larghezza inferiore delle travi $B_{T, \text{inf}} = 0,80 \text{ m}$
- Interasse travi $i_T = 0,80 \text{ m}$
- Aggetto sbalzo laterale dall'asse della trave $Y_{\text{lat}} = 0,40 \text{ m}$
- Spessore medio della soletta $s_{\text{sol, med}} = 0,25 \text{ m}$
- Altezza totale dell'impalcato $H_{\text{TOT}} = 0,80 \text{ m}$

- Numero dei traversi in campata $N_{\text{TRAVERSI}} = 0$

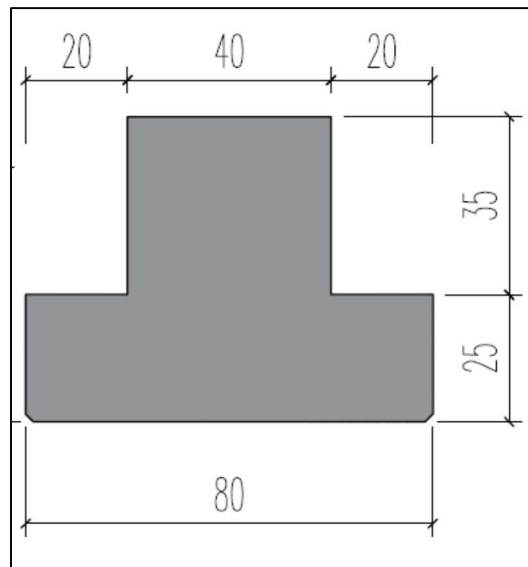


Figura 4: Sezione trasversale trave prefabbricata - sezione in campata

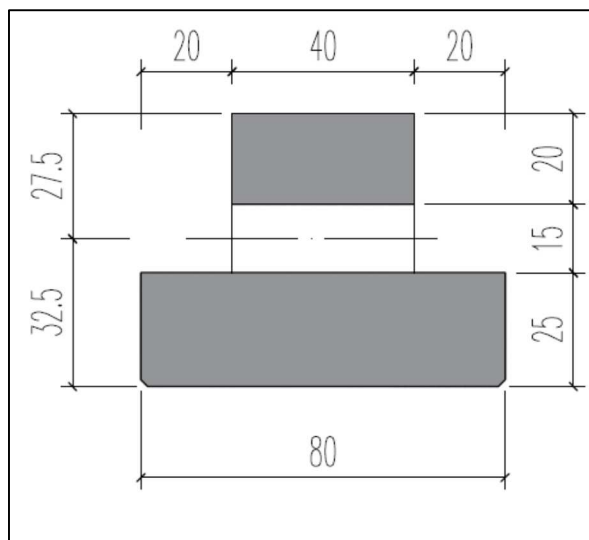


Figura 5: Sezione trasversale trave prefabbricata - sezione all'appoggio

6.2 PRECOMPRESSIONE

6.2.1 Armatura di precompressione

Caratteristiche dei trefoli		Caratteristiche del cavo risultante			
				Unitaria	Totale
Diametro	0,6 "	Area totale di precompressione	$A_p = \sum A_i$	22,00 cmq/cmq	30,58 cmq
Tipo	standard	Momento statico del cavo risultante	$S_p = \sum S_i$	324,00 cmc/cmq	450,36 cmc
Area nominale	1,39 cmq	Momento d'inerzia del cavo risultante	$I_p = \sum J_i$	7704,00 cm ⁴ /cmq	10708,56 cm ⁴
f_{PTK}	19 000 Kg/cmq	Posizione del cavo risultante dall'intradosso della trave	$y_p = S_p/A_p$	14,73 cm	
$f_{P(1)K}$	17 000 Kg/cmq				

Maschera dei trefoli

Livello	Distanza	K
10	60,0	0
9	54,0	0
8	48,0	2
7	42,0	0
6	36,0	0
5	30,0	0
4	24,0	0
3	18,0	6
2	12,0	6
1	6,0	8

Numero totale di trefoli

No. 22 K

Neutralizzazioni

No. Guaine	Distanza	Lunghezza
0	18,0	0,00 m
0	18,0	0,00 m
0	12,0	0,00 m
0	12,0	0,00 m
0	12,0	0,00 m
0	12,0	0,00 m
0	6,0	0,00 m
0	6,0	0,00 m
2	6,0	1,50 m
2	6,0	2,50 m

6.2.2 Caratteristiche di precompressione

Tiro iniziale	##### f_{PTK})	σ_{sp0}	14 250 Kg/cmq
Cadute di tensione	Rilassamento	Quota percentuale a 1000 ore $\delta\sigma_{R,1000}$	(2,2%)
		Quota percentuale a 5000 ore $\delta\sigma_{R,5000}$	(2,8%)
		Valore di progetto $\delta\sigma_R$	(4,6%)
	Viscosità	Valore convenzionale $\delta\sigma_V$	(2,3 x 6 x s_{CLS})
Perdite istantanee	Ritiro	Valore convenzionale $\delta\sigma_S$	(3 x 10 ⁻⁴ x E_s)
	Rilassamento	(Si stima il 20% del valore totale atteso) $\delta\sigma_{R,I}$	- 131 Kg/cmq
	Ritiro	(Si stima il 10% del valore totale atteso) $\delta\sigma_{S,I}$	- 60 Kg/cmq
		Rilassamento + Ritiro	
Tensione iniziale	[Tiro iniziale - (20% Rilassamento + 10% Ritiro)]	σ_{spi}	14 059 Kg/cmq
Perdite a tempo ∞	Rilassamento	(Valore residuo - 80%) $\delta\sigma_{R,RES}$	- 524 Kg/cmq
	Ritiro	(Valore residuo - 90%) $\delta\sigma_{S,RES}$	- 540 Kg/cmq

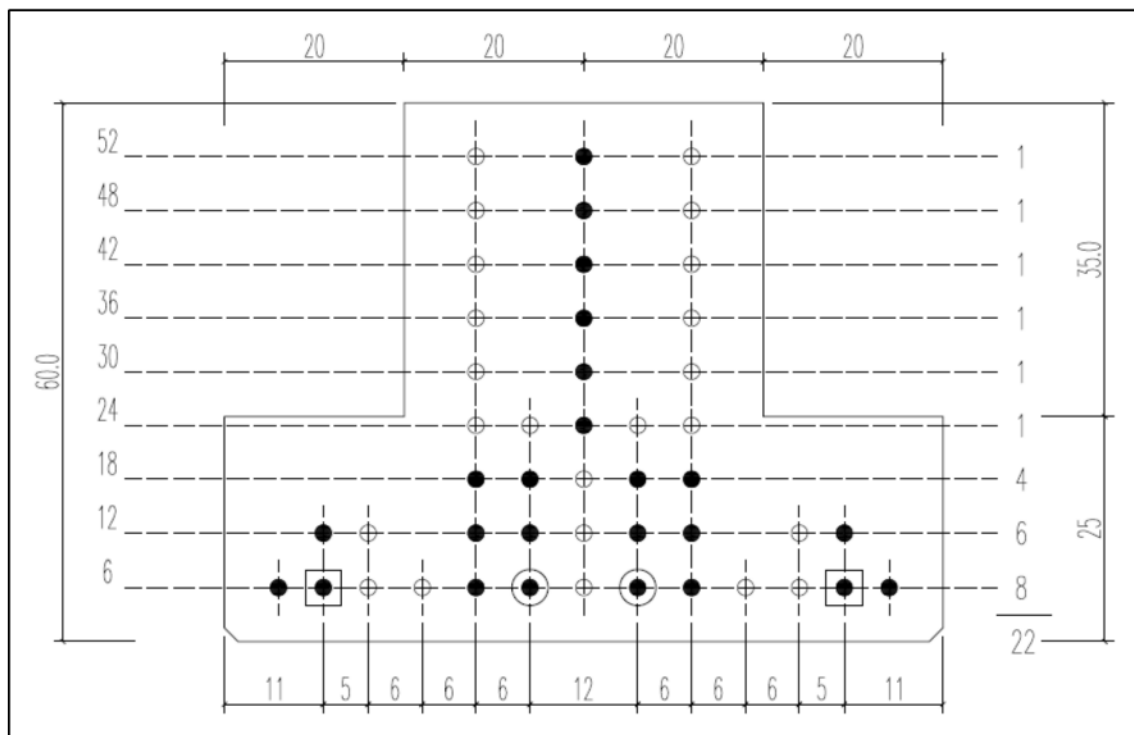


Figura 6: Armatura di precompressione

6.3 ANALISI DEI CARICHI

6.3.1 Peso proprio (G_1)

Il peso proprio strutturale è valutato considerando un incidenza del calcestruzzo di $2,500 \text{ t/m}^3$.

6.3.2 Carichi permanenti (G_2)

Si considerano i seguenti carichi agenti sull'impalcato:

- Peso della sovrastruttura $p_{svt} = 0,950 \text{ t/m}^2$
- Peso della pavimentazione $p_{pav} = 0,220 \text{ t/m}^2$
- Peso del cordolo sinistro $p_{CORD, SX} = 2,500 \text{ t/m}^3 \times 0,150 \text{ m} = 0,375 \text{ t/m}^2$
- Peso del cordolo destro $p_{CORD, DX} = 2,500 \text{ t/m}^3 \times 0,150 \text{ m} = 0,375 \text{ t/m}^2$
- Carico sul cordolo sinistro $p_{GR, SX} = 0,150 \text{ t/m}$
- Carico sul cordolo destro $p_{GR, DX} = \text{assente}$

6.3.3 Carichi mobili ($QK1$)

In conformità con la definizione di schema di carico riportato nelle norme, si considerano delle colonne di carico, la prima delle quali è costituita da un mezzo convenzionale Q_{ik} da 60 t (carico equamente ripartito su 2 assi distanziati in

direzione longitudinale 1,20 m, come indicato in Fig. 7) e da un carico uniformemente distribuito q_k , di intensità pari a 0,9 t/m²

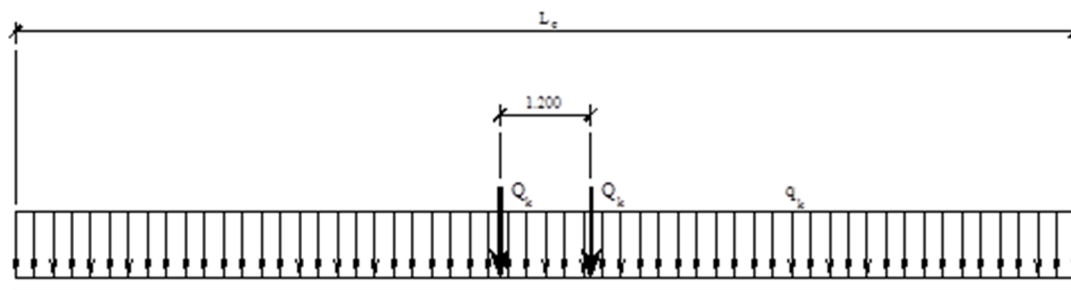


Figura 7: Schema generale della disposizione longitudinale di carico

L'intensità degli stessi carichi diventa pari:

$$Q_k = 40 \text{ t e } q_k = 0,25 \text{ t/m}^2;$$

$$Q_k = 20 \text{ t e } q_k = 0,25 \text{ t/m}^2;$$

Rispettivamente per la seconda e l'eventuale terza colonna di carico. Tali azioni vengono posizionate in direzione longitudinale secondo le configurazioni atte a massimizzare gli effetti in termini di sollecitazioni flessionali e taglianti nelle travi dell'impalcato in corrispondenza delle sezioni di verifica intermedie.

Come mostrato in figg.8 e 9, ai fini delle verifiche globali dell'impalcato, l'ingombro trasversale di un mezzo convenzionale è di 2,00 m e, complessivamente, ciascuna colonna occupa 3,00 m. Lo schema indicato sotto è dedotto dalle prescrizioni riportate in precedenza.

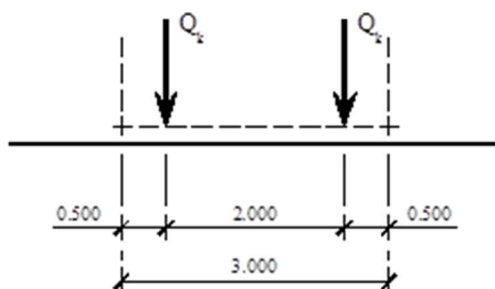


Figura 8: Ingombro trasversale del mezzo convenzionale

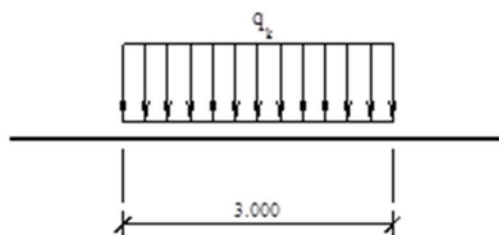


Figura 9: Ingombro trasversale della stesa di carico.

Pertanto a fronte di una larghezza complessiva della carreggiata pari a

$$B_{C, SX} = 13,25 \text{ m} - (1 \times 0,70 \text{ m}) = 12,65 \text{ m}$$

ottenuta decurtando la larghezza dell'impalcato dai cordoli laterali e dell'ingombro delle barriere *guard-rail*, si potranno introdurre al più 4 stese di carico .

6.3.4 Incremento dinamico dei carichi mobili

In accordo con le disposizioni riportate nelle NTC 2008 e relativa circolare, i carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. Pertanto non si ritiene necessaria l'introduzione di ulteriori coefficienti dinamici addizionali.

6.3.5 Azione centrifuga

La campata unica del ponte è localizzata su un tratto il cui tracciato stradale segue un andamento rettilineo. E' pertanto nulla l'azione centrifuga.

6.3.6 Azione sismica

Gli effetti sismici sull'impalcato sono valutati adottando il metodo di calcolo pseudostatico, definendo una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico, legato all'accelerazione di picco. Tuttavia l'intensità di tali azioni verticali è di entità trascurabile rispetto alle azioni indotte dai carichi accidentali in esercizio, nelle combinazioni di carico sotto introdotte. Pertanto le verifiche dell'impalcato saranno automaticamente soddisfatte.

6.3.7 Combinazioni di carico

Si definiscono nella presente sezione le combinazioni di carico, in accordo alle prescrizioni riportate nelle NTC 2008, utili per le verifiche degli elementi strutturali nei confronti degli SLU e SLE.

- Combinazione Fondamentale [S.L.U.] $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{e1}P + \gamma_{e2}CS + \gamma_{Q1}Q_{K1}$;
- Combinazione Caratteristica [S.L.E. – irreversibili] $G_1 + G_2 + P + CS + Q_{K1}$;
- Combinazione Frequente [S.L.E. – reversibili (fessurazione)] $G_1 + G_2 + P + CS + \psi_{11}Q_{K1}$;

Nelle precedenti espressioni i coefficienti di combinazione sono definiti come segue:

$$\begin{aligned} \gamma_{G1} &= 1,35; & \gamma_{G2} &= 1,50; \\ \gamma_{\epsilon1} &= 1,00; & \gamma_{\epsilon2} &= 1,20; \\ \gamma_{Q1} &= 1,35; \\ \psi_{11} &= 0,75 \text{ (Carichi concentrati); } & \psi_{11} &= 0,40 \text{ (Carichi distribuiti); } & \psi_{11} &= 0,75 \text{ (Folla);} \end{aligned}$$

6.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

6.4.1 Definizione del modello di calcolo

L'analisi strutturale è stata condotta con il metodo di Massonnet e Guyon, definendo, sulla base delle caratteristiche dell'impalcato, la linea di influenza dei coefficienti di ripartizione trasversale dei carichi. Nel calcolo delle rigidzze unitarie si assume pari a 0.4 il rapporto G/E. L'ordinata della linea di influenza viene calcolata per 9 punti equidistanti.

6.4.1.1 Linea di influenza

- Interasse delle nervature longitudinali $l_0 = 250.00 \text{ cm}$
- Interasse teorico dei trasversi $b_0 = 2134.00 \text{ cm}$
- Semilarghezza attiva dell'impalcato $b = 375.00 \text{ cm}$
- RIGIDZZE FLESSIONALI UNITARIE (a meno del fattore E)
- Longitudinale $R_p/E = 117108 \text{ cm}^3$
- Trasversale $R_e/E = 1308 \text{ cm}^3$
- RIGIDZZE TORSIONALI UNITARIE (a meno del fattore E)
- Longitudinale $G_p/E = 3530.73 \text{ cm}^3$
- Trasversale $G_e/E = 1038.43 \text{ cm}^3$
- Parametro torsionale $= 0.1846$
- Parametro di irrigidimento $= 0.5405$
- Eccentricità della trave in verifica $Y/b = 0.6667 \text{ b}$

Coefficiente K in funzione dell'eccentricità

$$\begin{aligned} e/b &= +1.00 \ +0.75 \ +0.50 \ +0.25 \ +0.00 \ -0.25 \ -0.50 \ -0.75 \ -1.00 \\ K &= 2.528 \ 2.163 \ 1.746 \ 1.304 \ 0.897 \ 0.546 \ 0.245 \ -0.021 \ -0.271 \end{aligned}$$

6.4.1.2 Coefficienti di ripartizione

I coefficienti di ripartizione sono dati, per ciascun carico, dall'ordinata di compenso del tratto di linea di influenza corrispondente all'ingombro del carico considerato.

- Pesi sulla banchina sinistra $K_{bs} = 2.38$
- Pesi sulla banchina destra $K_{bs} = -0.17$
- Carico permanente sulla carreggiata $K_c = 0.98$

-Folla sul marciapiede sinistro	Kfs = 2.24
-Folla sul marciapiede destro	Kfd = 0.00
-Prima colonna di carichi	K1 = 1.57
-Seconda colonna di carichi	K2 = 0.38
-Ulteriori colonne di carico	K3 = 0.00

6.5 VERIFICHE – TRAVE LATERALE 1

6.5.1 S.L.U. (Combinazione fondamentale)

La verifica viene svolta esclusivamente nella sola sezione di mezzeria, trattandosi l'impalcato di una struttura isostatica. Pertanto risultano automaticamente verificate tutte le altre sezioni.

6.5.1.1 Caratteristiche geometriche della sezione

Sezione a "T" equivalente

B_F	66,61 cm	Larghezza della soletta equivalente
t_F	20,00 cm	Spessore della soletta equivalente
t_W	40,00 cm	Larghezza dell'anima equivalente
$y_{P, SUP}$	55,27 cm	Distanza del baricentro di precompressione rispetto all'estradosso della sezione

6.5.1.2 Caratteristiche dei materiali

Acciaio armonico

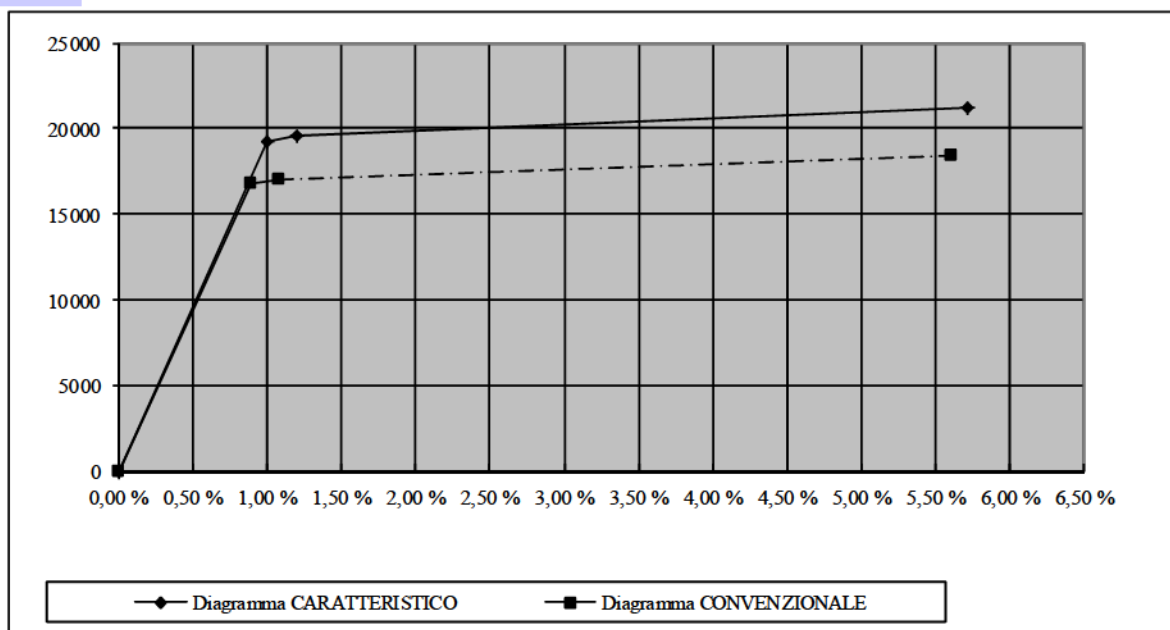
E_s	19600	Modulo elastico dell'acciaio armonico
γ_s	1,15	Coefficiente di sicurezza dell'acciaio

Calcestruzzo

R_{CK}	550	Resistenza cubica caratteristica
γ_{CLS}	1,60	Coefficiente di sicurezza del CLS
f_{CD}	285,31	Resistenza di calcolo cilindrica
σ_{CU}	242,52	Tensione ultima del CLS nel diagramma parabola rettangolo

6.5.1.3 Definizione del diagramma caratteristico e del diagramma convenzionale dell'acciaio armonico

Punto	Identificazione dei punti del diagramma CARATTERISTICO				Identificazione dei punti del diagramma CONVENZIONALE			
	ϵ	σ	P	P	ϵ	σ	P	grad σ
O	0,00	0,000	0	0	0,00	0	0	
P	1,00	1,000	19241	17894	0,89	16731	15560	18827
Q	0,20	1,199	19585	18214	1,09	17030	15838	1517
R	5,72	5,720	21190	19707	5,60	18426	17137	309



6.5.1.4 Calcolo del coefficiente a rottura

Armatura di precompressione

	3/8	5/10	6/10
A_{pa}	0,51 cmq	0,93 cmq	1,39 cmq
nK	0	0	22
$A_{pi} = nK \times A_{pa}$	0,00 cmq	0,00 cmq	30,58 cmq
$A_p = \Sigma A_{pi}$	30,58 cmq Area totale di armatura		

Diagramma a rottura

ϵ_{CLS}	0,3500 % Deformazione a rottura del CLS
ϵ_s	0,1383 % Deformazione a rottura dell'acciaio
k	0,7168
y	39,6173 cm Posizione dell'asse neutro rispetto all'estradosso
b_c	0,4081 cm Braccio della coppia interna a rottura

Tensioni nell'armatura di precompressione

σ_{sp0}	14250 Kg/cmq Tensione di precompressione	$C(\epsilon_{CLS})$	423 155,82 Kg	Risultante delle compressioni
σ_{spi}	14059 Kg/cmq Tensioe iniziale	$T(\epsilon_s)$	423 155,82 Kg	Risultante delle trazioni
σ_{sp}	11234 Kg/cmq Tensione finale	M_s	88 877,00 Kgm	Momento sollecitante
ϵ_{sp}	0,596663144 Deformazione iniziale	M_R	172 688,11 Kgm	Momento a rottura
		η_R	1,943	Coefficiente di sicurezza alla rottura

6.5.2 S.L.E. (Combinazione rara) – Verifica a flessione

Nella presente sezione della relazione di calcolo viene dichiarata l'evoluzione dello stato tensionale nella sezione trasversale della **TRAVE DI BORDO 1**, in corrispondenza della fibra inferiore e superiore della stessa trave e dell'estradosso della soletta. Viene inoltre dichiarata la variazione di tensione durante le fasi costruttive in corrispondenza del C.R.

6.5.2.1 Caratteristiche geometriche del tratto di soletta collaborante

		Sezione in mezzzeria ad x = 7,50 m			
		Fase 1		Fase 2	
		Sezione lorda	Sezione omogeneizzata	Sezione lorda	Sezione omogeneizzata
Altezza della sezione	h	60,0 cm	60,0 cm	80,0 cm	80,0 cm
Area	A	2997,8 cmq	3150,7 cmq	4329,9 cmq	4482,8 cmq
Momento statico	S_x	62 498,9 cmc	64 750,7 cmc	142 430,8 cmc	144 682,6 cmc
Posizione del baricentro	$y_{G, INF}$	20,8 cm	20,6 cm	32,9 cm	32,3 cm
Momento d'inerzia - Intradosso	J_x	1 874 999,2 cm ⁴	1 923 538,0 cm ⁴	6 715 322,7 cm ⁴	6 763 861,5 cm ⁴
Momento d'inerzia - Baricentro	$J_{G, 3}$	571 985,4 cm ⁴	592 812,6 cm ⁴	2 030 154,6 cm ⁴	2 094 272,8 cm ⁴
Momento statico di taglio	$S^* = A^* \times y^*_G$	17 340,8 cmc	17 740,0 cmc	43 208,6 cmc	44 277,8 cmc
Anima della sezione	t_w	40,0 cm	40,0 cm	40,0 cm	40,0 cm
Area a taglio	A_{SH}	1319,4 cmq	1336,7 cmq	1879,4 cmq	1891,9 cmq
Spessore del nucleo	t_{min}	6,7 cm	6,7 cm	6,7 cm	6,7 cm
Fattore di torsione	$2\Omega_{min}$	19 259,3 cmc	19 259,3 cmc	28 148,1 cmc	28 148,1 cmc
Momento torsionale	J_{TORQUE}				
Modulo resistente soletta	W_{SOL}	-	-	54 712,8 cmc	55 513,8 cmc
Modulo resistente superiore	W_{SUP}	19 621,2 cmc	20 130,5 cmc	118 683,2 cmc	118 151,6 cmc
	W_G	47484,4 cmc	50567,6 cmc	0,0 cmc	0,0 cmc
Modulo resistente cavo risultante	$W_{G, PS}$	93 441,5 cmc	101 783,4 cmc	111 749,2 cmc	119 349,3 cmc
Modulo resistente inferiore	W_{INF}	27 435,2 cmc	28 845,2 cmc	61 717,4 cmc	64 889,0 cmc

6.5.2.2 Verifica nella sezione di mezzzeria

- Tensione iniziale al livello del baricentro dell'armatura, sotto il momento del peso proprio della trave = 123.47 Kg/cm
- Cadute di tensione differite = 2708.6 Kg/cm
- Caduta per deformazione elastica e_l = 925.22 Kg/cm
- Tensione finale dell'acciaio a = 10147.51 Kg/cm
- Tensione utile (esclusa la caduta per deformazione elastica) aut = 11242.78 Kg/cm
- Rapporto tensione utile/tensione iniziale k = 0.80

Precompressioni finali:

- al bordo inferiore della trave f_i = 178.42 Kg/cm
- al bordo superiore della trave f_s = 9.82 Kg/cm

Tensioni iniziali al peso proprio:

- al bordo inferiore della trave i_{ig} = 161.81 Kg/cm
- al bordo superiore della trave i_{sg} = 99.84 Kg/cm

Tensioni dovute ai carichi di 1 fase:

- al bordo inferiore della trave $1i = -93.55 \text{ Kg/cm}$
- al bordo superiore della trave $1s = 134.48 \text{ Kg/cm}$

Tensioni finali sotto i carichi permanenti ed accidentali:

- al bordo inferiore della trave $ai = -11.46 \text{ Kg/cm}$
- al bordo superiore della trave $as = 198.46 \text{ Kg/cm}$
- al bordo superiore del getto in opera $ac = 89.79 \text{ Kg/cm}$

Tensione tangenziale dovuta ai carichi accidentali:

- nel baricentro finale $m = 2.75 \text{ Kg/cm}$
- al contatto trave-soletta $mc = 2.75 \text{ Kg/cm}$
- Precompressione nel baricentro $mp = 123.31 \text{ Kg/cm}$
- Tensione principale massima $tm+ = 123.36 \text{ Kg/cm}$
- Tensione principale minima $tm- = -0.05 \text{ Kg/cm}$

6.5.2.3 Verifica nella sezione di appoggio

- Tensione iniziale a livello baricentro dell'armatura $ei' = 122.21 \text{ Kg/cm}$
- Cadute di tensione differite $= 2536.56 \text{ Kg/cm}$
- Caduta per deformazione elastica $el' = 611.07 \text{ Kg/cm}$
- Tensione finale dell'acciaio $a' = 10899.37 \text{ Kg/cm}$
- Tensione utile $aut' = 11510.44 \text{ Kg/cm}$
- Rapporto tensione utile/tensione iniziale $k' = 0.82$

Precompressioni finali:

- al bordo inferiore della trave $fi' = 132.89 \text{ Kg/cm}$
- al bordo superiore della trave $fs' = 34.56 \text{ Kg/cm}$
- all'altezza del baricentro finale $p' = 69.34 \text{ Kg/cm}$

Tensioni tangenziali nel baricentro:

- carichi di 1 fase $1 = 4.74 \text{ Kg/cm}$
- carichi di 2 fase $2 = 9.80 \text{ Kg/cm}$
- totale $= 14.54 \text{ Kg/cm}$
- Tensione tang. al contatto trave-soletta $c = 9.82 \text{ Kg/cm}$
- Tensione principale massima $\tau+ = 72.26 \text{ Kg/cm}$
- Tensione principale minima $\tau- = -2.93 \text{ Kg/cm}$

7 ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE

Il calcolo delle sollecitazioni viene condotto facendo riferimento agli usuali metodi proposti dalle teorie della Scienza delle Costruzioni. Più precisamente le tipologie strutturali presentate, a seconda della complessità, sono analizzate impiegando schemi statici semplificati o modellazioni numeriche agli elementi finiti.

Il software impiegato nelle simulazioni è il codice Straus 7 (release 2.3.7) prodotto dalla ditta Strand7 Software - Sydney e distribuito in Italia da HSH S.r.l. La validazione di tale prodotto deriva da una accreditata documentazione ("Verification Manual"), finalizzata ad attestare l'accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione alla modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note.

La verifica degli elementi costituenti le strutture descritte viene dunque effettuata adottando la filosofia proposta nel metodo agli stati limite, sia per gli elementi in calcestruzzo armato che per gli elementi in acciaio.

Il modello delle spalle del viadotto è stato condotto in modo disaccoppiato da quello dell'impalcato. Nella fattispecie si sono realizzati modelli tridimensionali, sia per fornire le sollecitazioni globali all'intradosso della fondazione, utili per la verifica geotecnica della fondazione, che per le verifiche strutturali della spalla stessa.

7.1 Geometria delle spalle

Di seguito si riportano le piante e le sezioni di carpenteria maggiormente rappresentative della spalla 1 (lato Cagliari) e della spalla 2 (lato Villasimius).

La spalla 1 ha dimensioni in pianta della fondazione di 11.24x19.77m ed elevazione (da estradosso fondazione a testa paraghiaia) di 7.10m sul lato esterno e di 7.42m sul lato interno.

La spalla 2 ha dimensioni in pianta della fondazione di 11.24x19.77m ed elevazione (da estradosso fondazione a testa paraghiaia) di 7.10m sul lato esterno e di 7.42m sul lato interno.

Lo schema di vincolo prevede l'utilizzo di appoggi in neoprene su entrambe le spalle che non consentono spostamenti.

Data la geometria del tutto simile delle due spalle si riporta l'analisi e la verifica della spalla più sollecitata.

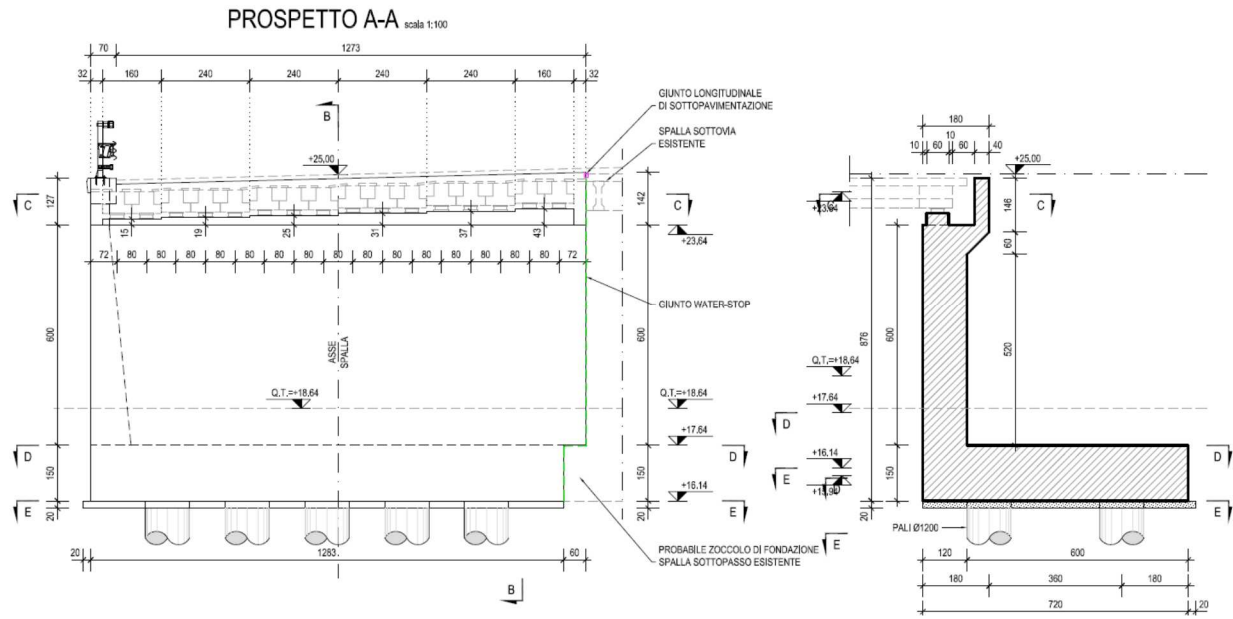


Figura 10: Sezione di carpenteria_Spalla 1

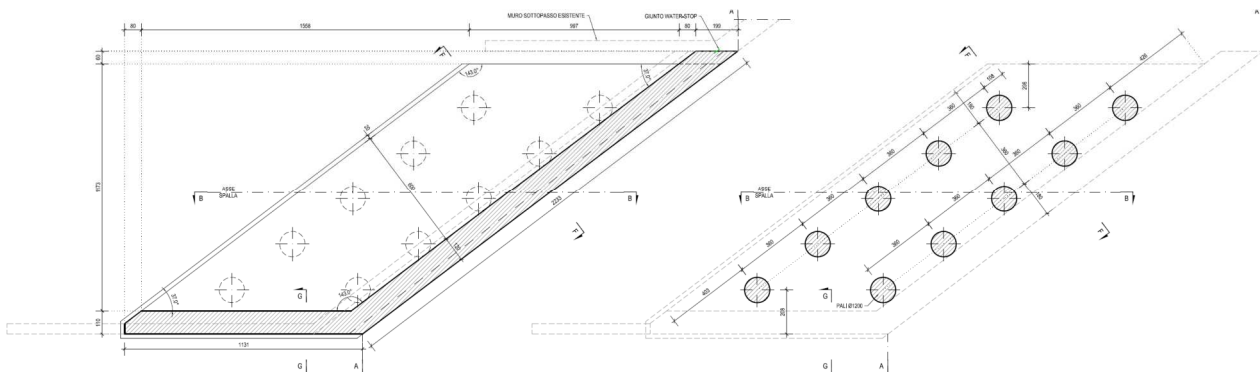


Figura 11: Pianta carpenteria_Spalla 1

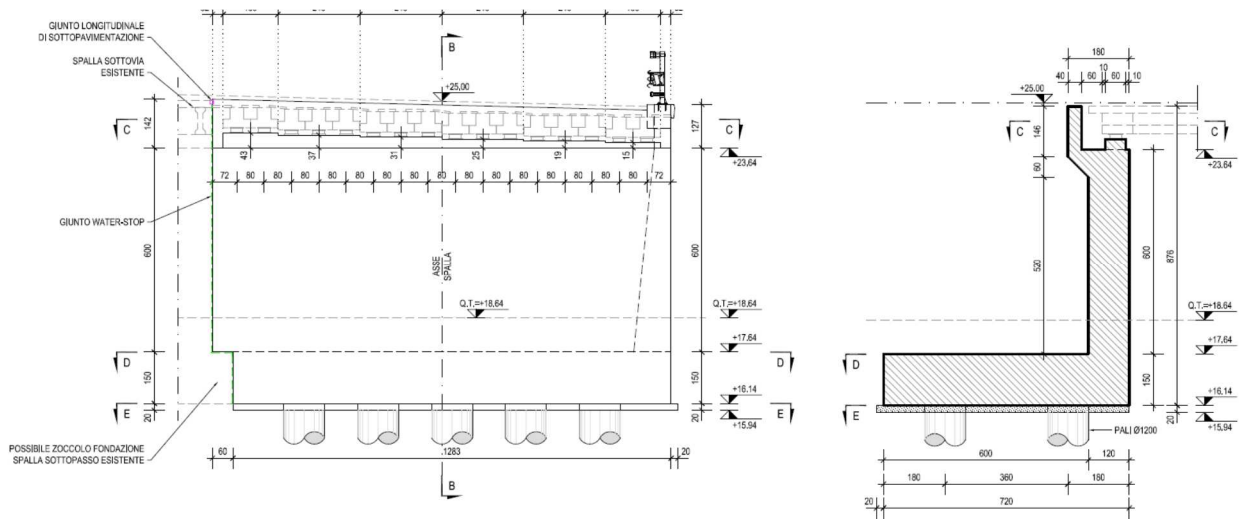


Figura 12: Sezione di carpenteria_Spalla 2

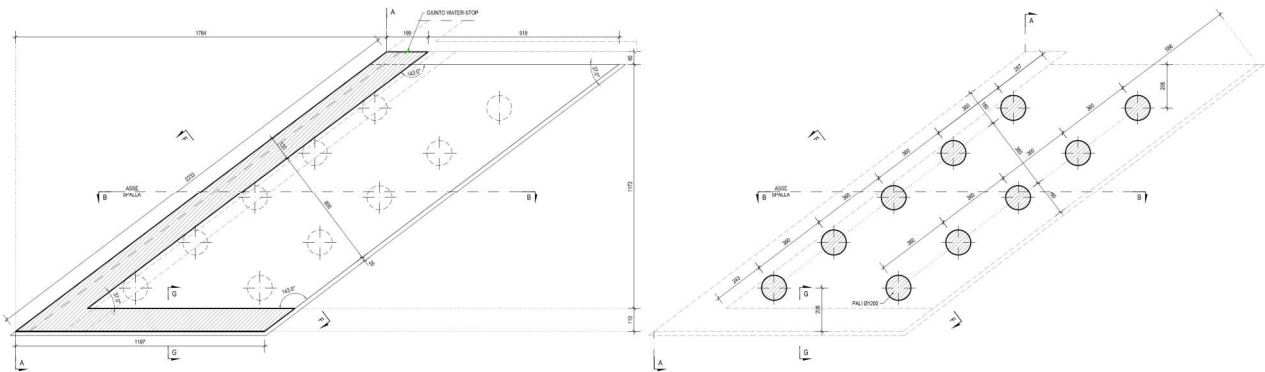


Figura 13: Sezione di carpenteria_Spalla 2

7.2 Modello agli elementi finiti

Il modello delle spalle è stato implementato con elementi bidimensionali (plate) in modo più congruente possibile alla geometria reale.

Gli elementi della spalla sono classificati in:

- Fusto: Muro frontale della spalla su cui appoggia direttamente l'impalcato.
- Paraghiaia: Proseguimento del fusto con disassamento rispetto allo stesso e diminuzione dello spessore.
- Muri di risvolto o muri d'ala: Muri disposti parallelamente alla carreggiata e collegati con il fusto. Hanno la funzione di contenere il cono di rilevato a tergo fusto.
- Platea di fondazione sia essa diretta o su pali.

Sono stati quindi realizzati due modelli:

- 1) "Modello agli elementi finiti per l'analisi dei muri" in cui vengono rappresentati tutte le componenti strutturali della spalla con elementi bidimensionali plate di opportuno spessore, a meno della platea che viene schematizzata con elementi link a livello dell'estradosso fondazione;

Il modello agli elementi finiti dei muri ha due scopi:

- Il calcolo delle azioni globali agenti sulla fondazione, con riferimento al baricentro della palificata. Questo è il primo risultato da ottenere, in modo tale che i geotecnici possano fare le verifiche di portanza dei pali e quindi confermare la geometria stessa della spalla;
 - Il calcolo delle sollecitazioni agenti sui muri, con lo scopo di effettuare le verifiche strutturali
- 2) "Modello agli elementi finiti per l'analisi della fondazione" in cui vengono rappresentati tutte le componenti strutturali della spalla con elementi bidimensionali plate di opportuno spessore compresa la platea di fondazione: per l'interazione tra terreno e struttura si utilizza il modello alla winkler applicando ai plate delle molle di opportuna rigidezza; in presenza di pali dette molle vengono poste di infinita rigidezza.

Il modello agli elementi finiti dei muri ha uno scopo:

- Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla platea, con lo scopo di effettuare le verifiche strutturali.

Si considera l'asse x di direzione parallela all'asse longitudinale d'impalcato e con verso interno al terreno imbarcato della spalla e si considera l'asse z di direzione verticale posto verso l'alto.

Si riportano ora alcune immagini rappresentative della modellazione 3D.

Spalla 1 e Spalla 2

In particolare si possono notare i diversi spessori assegnati agli elementi platea, qui di seguito riassunti:

- Paraghiaia: $s = 0.40\text{m}$
- Fusto: $s_{\text{min}} = 1.2\text{m}$
- Muro d'ala inferiore: $s = 1.0\text{m}$
- Muro d'ala superiore: $s = 0.50\text{m}$
- Fondazione: $s = 1.5\text{m}$
-

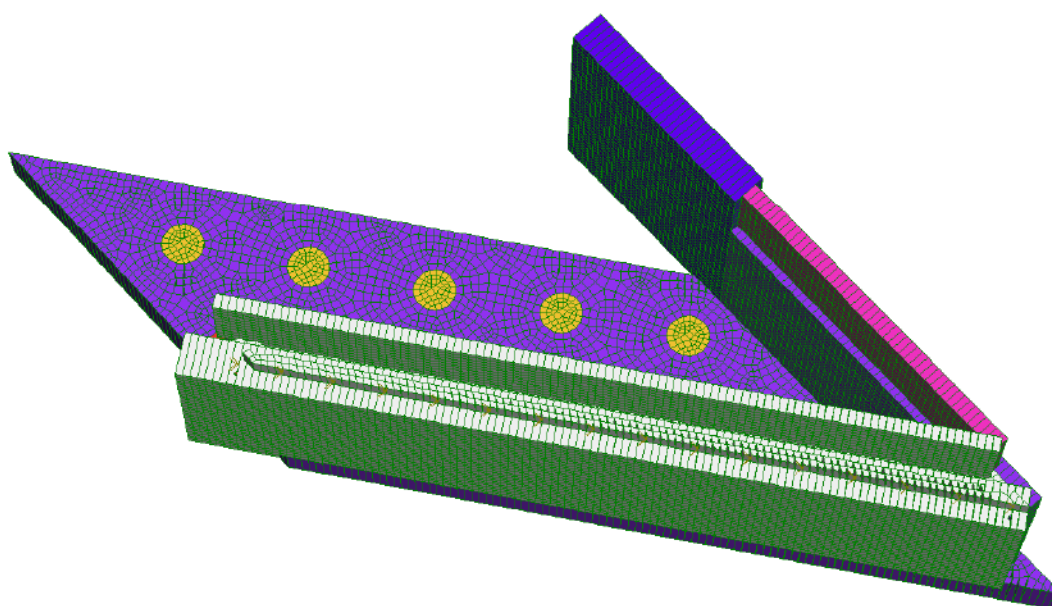


Figura 14: Modello con platea - Vista tridimensionale fronte - Spalla 1

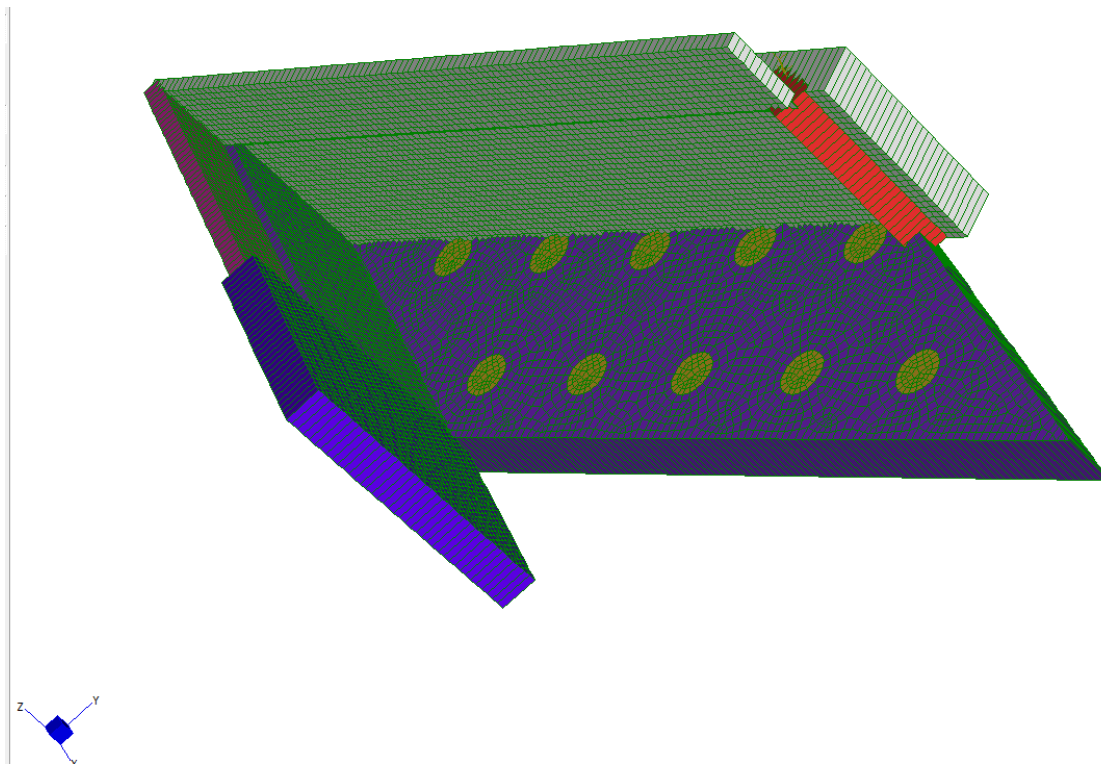


Figura 15: Modello con platea - Vista tridimensionale retro - Spalla 1

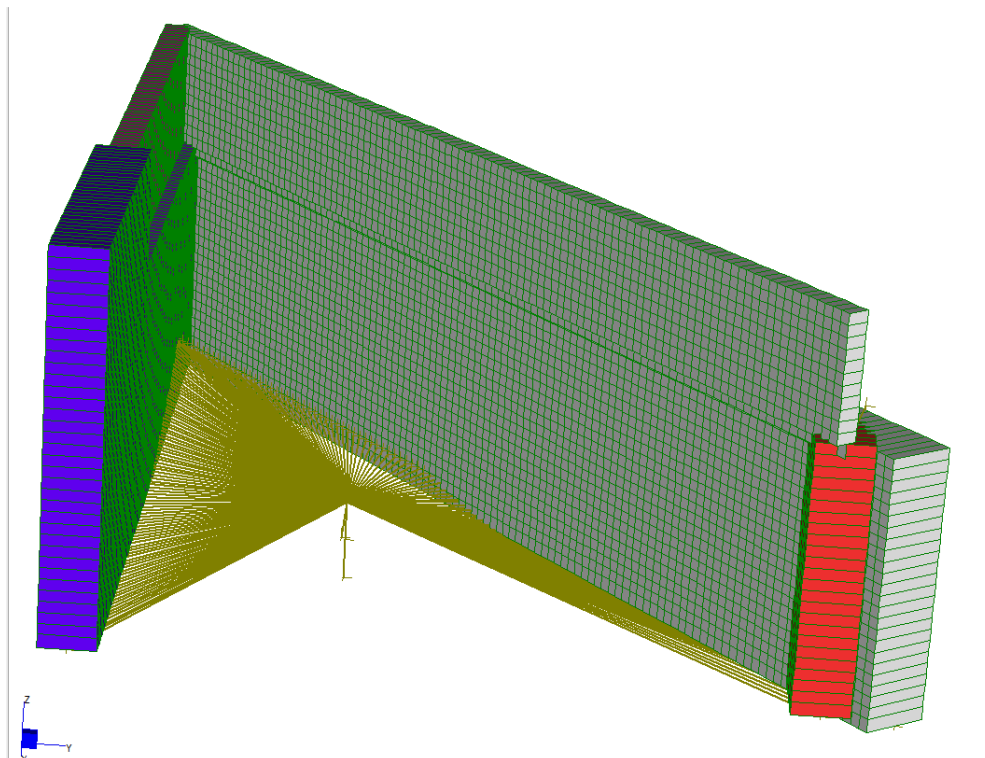


Figura 16: Modello con link - Vista tridimensionale fronte - Spalla 1

7.3 Analisi dei carichi della spalla

Si indicano nel seguito i carichi elementari applicati ai vari modelli. Si descrive l'analisi dei carichi per il solo modello con link essendo maggiormente articolato, ma le stesse considerazioni sono applicabili anche al modello con la platea.

7.3.1 Peso proprio delle strutture

Il software di calcolo agli elementi finiti tiene già autonomamente in conto del peso proprio degli elementi strutturali per mezzo del loro peso specifico. Nella fattispecie la struttura è tutta composta di calcestruzzo armato e il suo peso specifico è pari a:

$$g_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Non avendo modellato la fondazione si è aggiunto il suo contributo al peso proprio come forza concentrata nel baricentro della stessa.

Spalla 1

$$P.P._{fondaz} = B \times L \times H \times g_{cls} = 168\text{m}^2 \times 1.5\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 6300.0 \text{ kN}$$

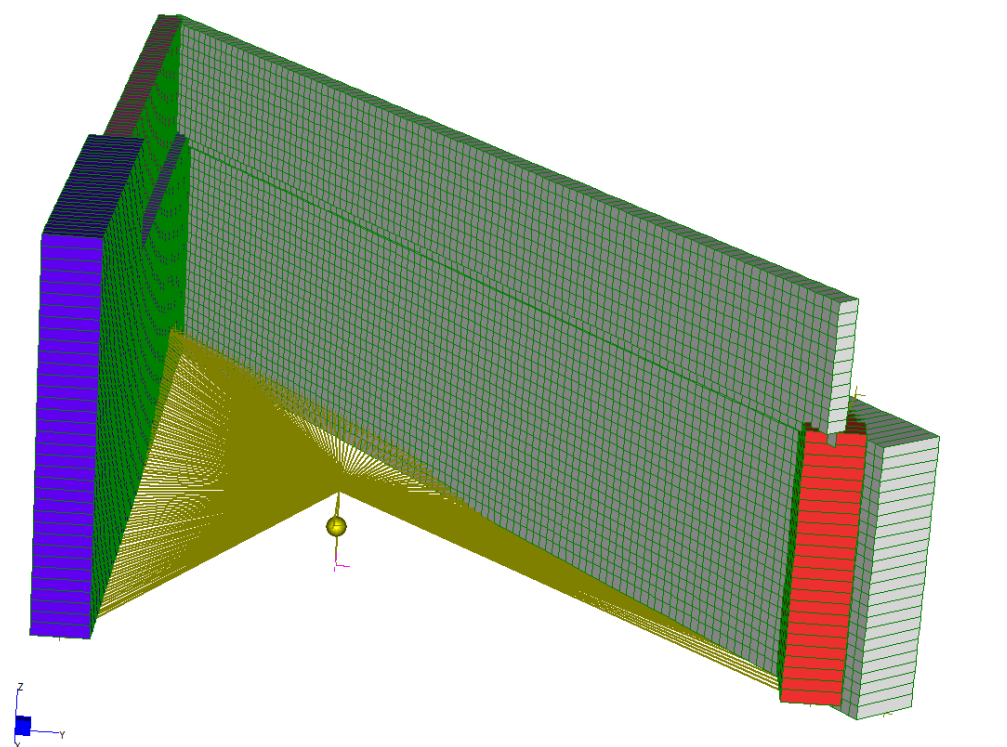


Figura 17: Peso proprio della fondazione

7.3.2 Peso proprio terreno imbarcato

Tale carico corrisponde al carico in platea dovuto al peso proprio del terreno di riempimento all'interno della spalla. Si riportano qui di seguito i diversi valori calcolati nelle diverse configurazioni.

Spalla 1

$$P.P._{terr} = \gamma_{terr} \times V_{terr} = 107.77m^2 \times 7.40m \times 20kN/m^3 = 15950.00 \text{ kN}$$

Tale carico viene posizionato nel suo baricentro e collegato al baricentro della fondazione attraverso dei rigid link.

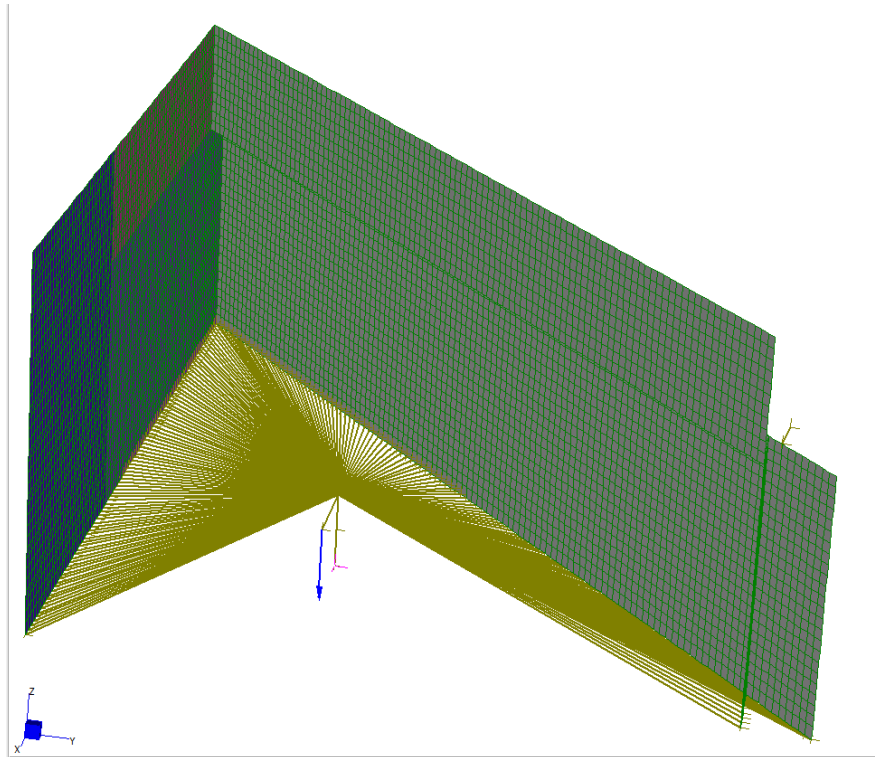


Figura 18: Peso del terreno di riempimento

7.3.3 Spinte orizzontali dovute al terreno

I parametri del terreno utilizzati per il calcolo delle spinte sono i seguenti:

$$\gamma_{ter}=20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi=35^\circ$$

$$c'=0 \text{ kPa}$$

$$k_0= (1-\sin(\phi))= 0.426$$

Con tali dati si può calcolare la spinta triangolare:

$$q=\gamma_{ter} k_a y$$

Che viene poi applicata al modello nel modo seguente per ciascuna direzione orizzontale e verso:

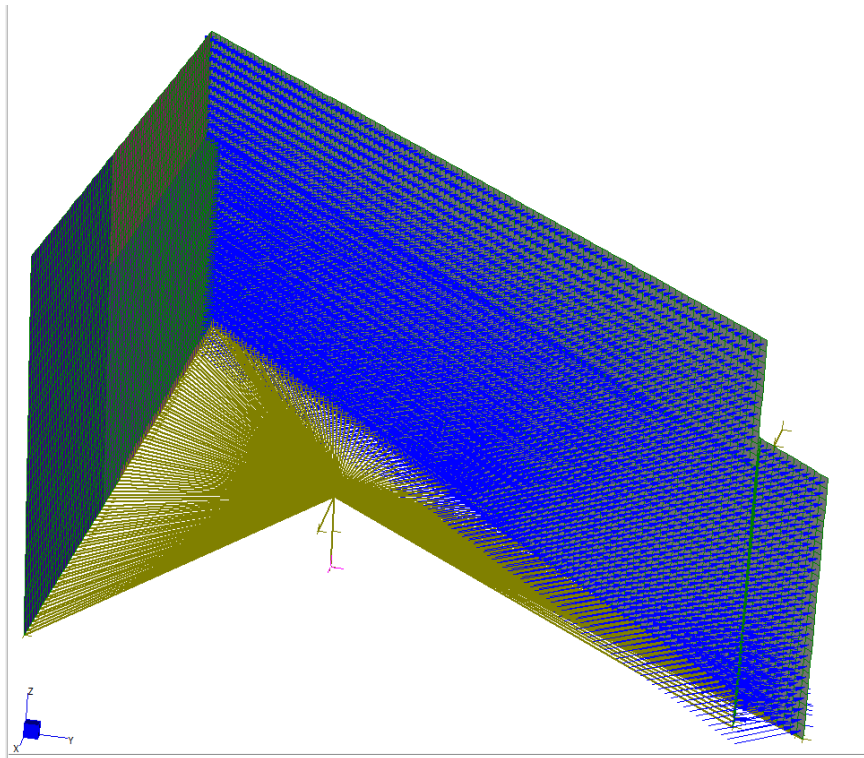


Figura 19: Spinta orizzontale del terreno direzione X

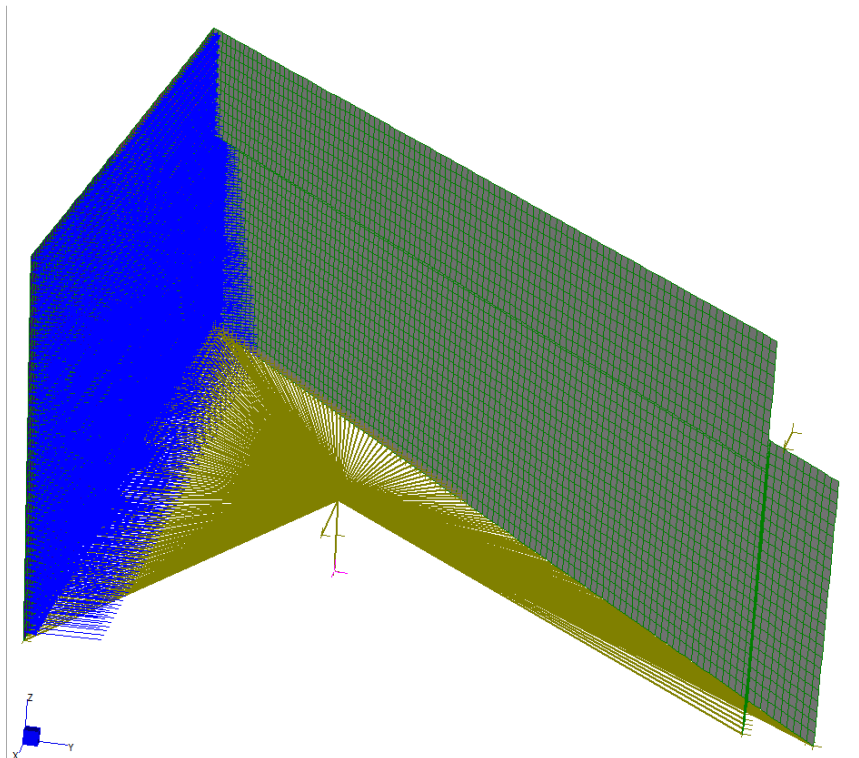


Figura 20: Spinta orizzontale del terreno direzione -Y

7.3.4 Carico stradale accidentale

Il sovraccarico accidentale viene assunto pari a 20 kN/m^2 . La spinta da applicare al modello risulta quindi pari a:
 $q = 20 \text{ kN/m}^2 \cdot k_a = 20 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.426 = 8.52 \text{ kN/m}^2$

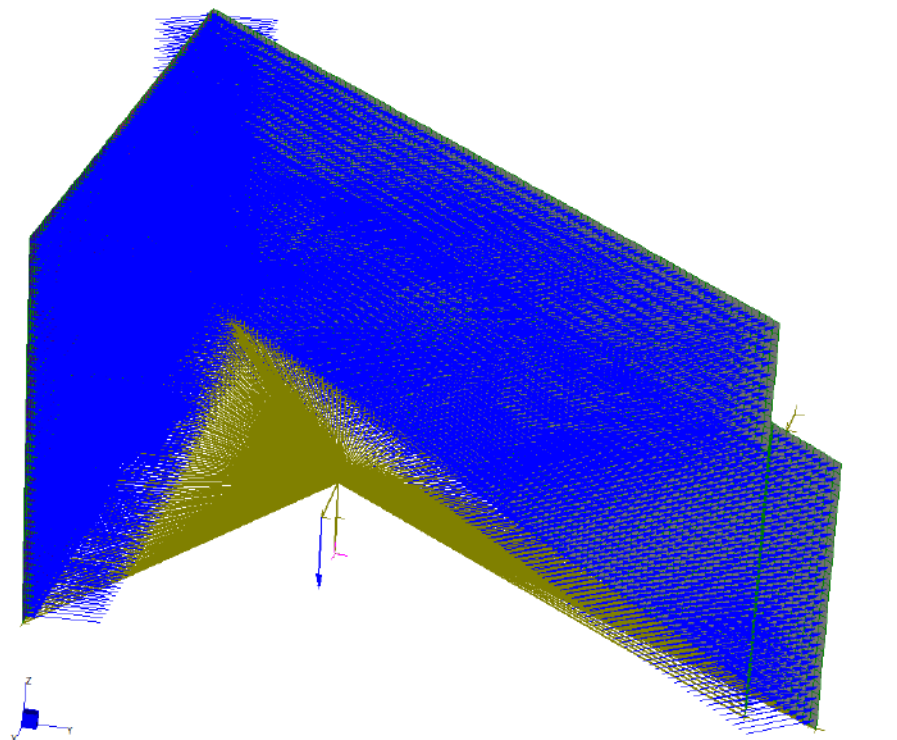


Figura 21: Carico accidentale

7.3.5 Caratterizzazione sismica

La progettazione sismica fa riferimento ai seguenti dati:

- Vita nominale: $V_N = 100$ anni
- Coefficiente d'uso: $C_u = 2$.
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_u = 200$ anni
- Categoria del suolo: B
- Categoria topografica: T1

Per lo stato limite di riferimento per le verifiche strutturali e geotecniche SLV si ha :

$$a_g = 0.07g; \quad S = 1.2; \quad S_T = 1.0$$

7.3.6 Spinta sismica inerziale delle strutture

La spinta sismica dovuta all'inerzia della struttura è implementata all'interno del software assegnando accelerazione pari a $a_{\max(\text{SLV})}$ nelle varie direzione, in seguito opportunamente combinate.

$$a_{\max(\text{SLV})} = 0.07 \times 1.2 \times 1.0 = 0.084 \text{ g}$$

7.3.7 Spinta sismica del terreno

Tale spinta deve essere differenziata in due tipologie di carico:

- Forza inerziale sismica del suolo imbarcato;
- Sovrappinta sismica del terreno.

7.3.7.1 Forza inerziale sismica del suolo imbarcato

La prima tipologia è rappresentata dal terreno imbarcato. In questo caso si ipotizza che il terreno si muova solidalmente alla spalla e che quindi venga mobilitata l'intera sua massa: tale valore non comporta incremento di sollecitazioni sui muri in quanto il terreno imbarcato si muove solidamente all'elevazione della spalla.

Il carico uniformemente distribuito sugli elementi trasversali è pari ai seguenti valori.

Spalla 1

Contributo sul fusto:

$$q_{1,\text{fusto}} = a_{\max(\text{SLV})} \cdot P \cdot P_{\text{terr}} / A_{\text{fusto}} = 0.07 \times 1.2 \times 15950.00 \text{ kN} / 118.15 \text{ m}^2 = 11.34 \text{ kN/m}^2$$

Contributo sui muri d'ala:

$$q_{1,\text{muro d'ala}} = a_{\max(\text{SLV})} \cdot P \cdot P_{\text{terr}} / A_{\text{muro d'ala}} = 0.07 \times 1.2 \times 15950.00 \text{ kN} / 49.08 \text{ m}^2 = 27.30 \text{ kN/m}^2$$

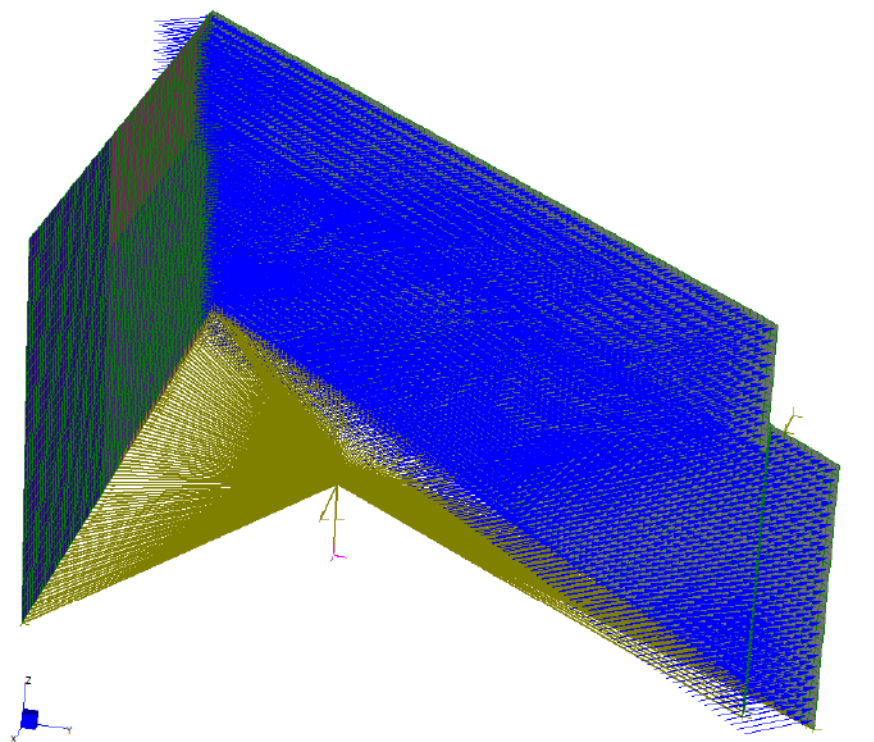


Figura 22: Forza inerziale del terreno imbarcato su Fusto

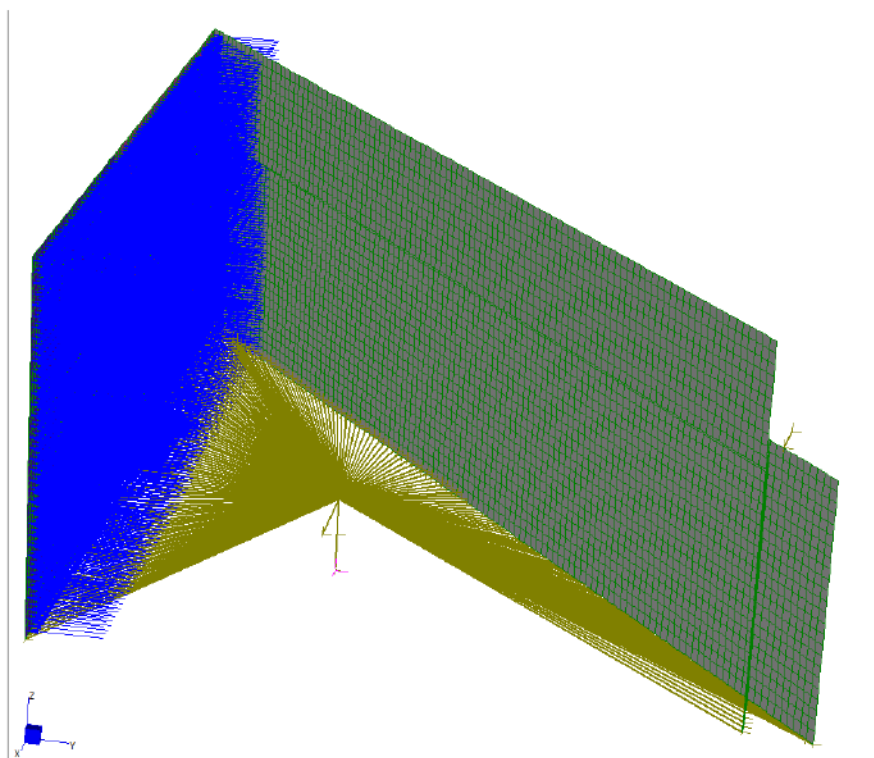


Figura 23: Forza inerziale del terreno imbarcato sui Muri d'ala -Y

7.3.7.2 Sovrappinta sismica del terreno a tergo della spalla.

La sovrappinta sismica in direzione X dovuta al terreno esterno alla spalla è stata determinata secondo la teoria di Wood.

La sovrappinta rettangolare sismica è quindi calcolata attraverso la seguente formulazione:

$$\Delta P = \gamma_{\text{terr}} \times a_{\text{max(SLV)}} \times H = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.07 \times 1.2 \times 8.20 \text{ m} = 16.80 \text{ kN/m}^2$$

Si riporta di seguito in modello della sovrappinta applicata al fusto e ai due muri d'ala.

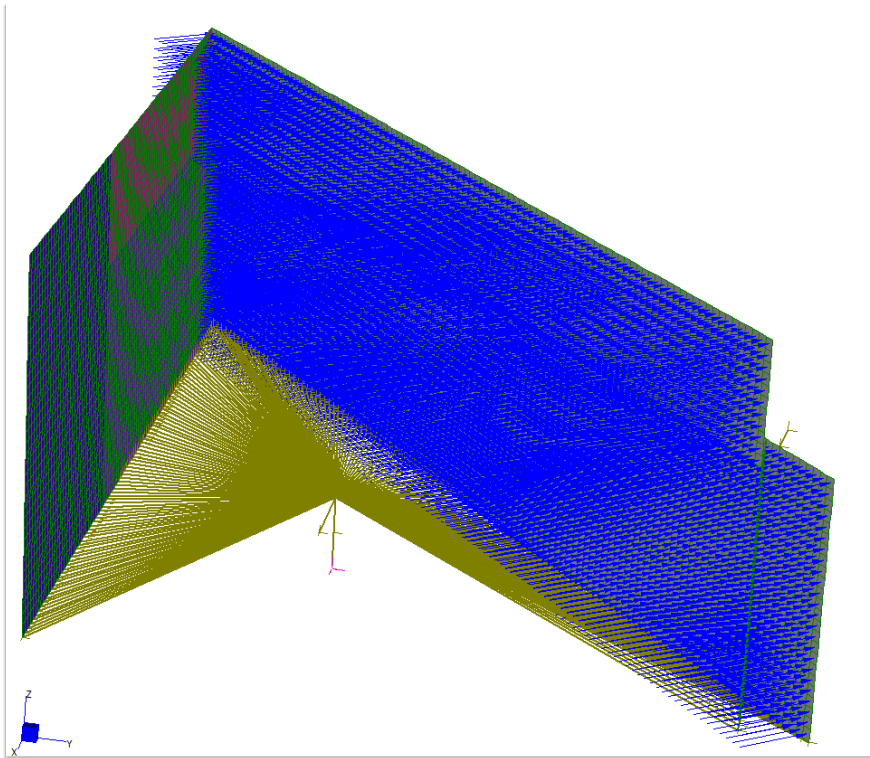


Figura 24: Sovrappinta sismica di Wood sul fusto

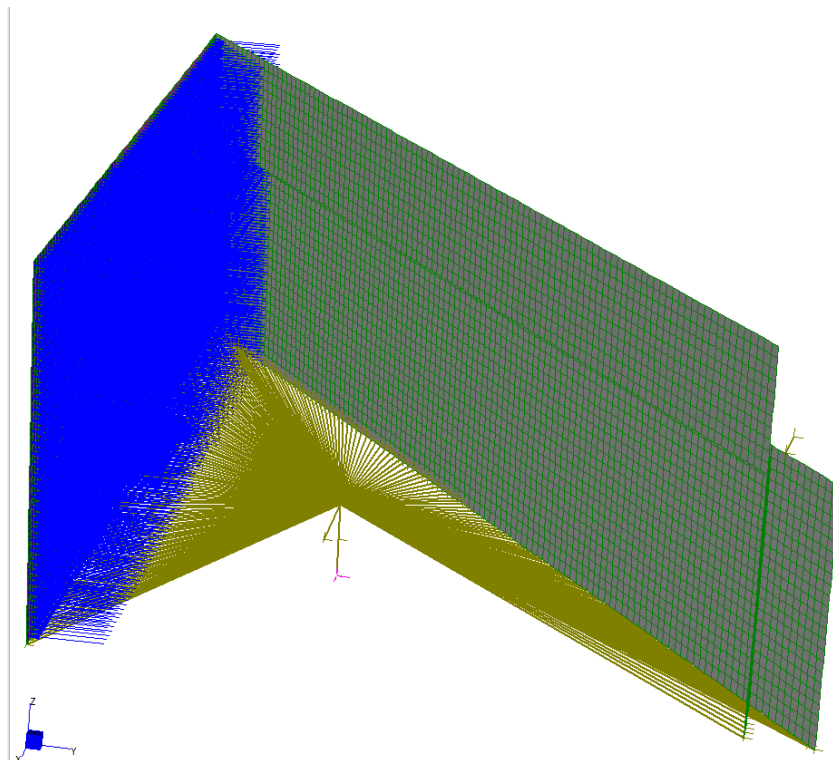


Figura 25: Sovrappinta sismica di Wood sui muri -Y

7.3.8 Carichi sismici derivanti dall'impalcato

I carichi derivanti dall'impalcato sono applicati nel baricentro degli appoggi. Tale baricentro è collegato alla struttura con elementi rigid link.

I carichi da applicare in tale punto derivano dall'analisi dell'impalcato nella combinazione allo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Per maggiori dettagli a riguardo si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

Il carico verticale dovuto ai pesi propri e ai pesi permanenti dell'intero impalcato valgono:

$$G_{tot} = 6916.16 \text{ kN}$$

Lo schema di vincolo prevede l'utilizzo di appoggi su pile e spalle che consentono spostamenti lenti longitudinali, mentre bloccano su ciascuna pila e su entrambe le spalle gli spostamenti lenti trasversali: su entrambe le spalle sono installati apparecchi denominati shock transmitter che bloccano in caso di spostamenti istantanei gli spostamenti longitudinali.

Pertanto con lo schema di vincolo adottato il movimento longitudinale dell'impalcato, delle due spalle l'impalcato e del terreno è all'unisolo e pertanto calcolato con la formulazione:

$$S_{SLV} = a_{max-SLV} \times G_{tot} = 2222.08 \text{ kN}$$

che ripartito su ciascuna delle due spalle vale:

$$S_{1SLV} = a_{max-SLV} \times G_{tot} / 2 = 1111.04 \text{ kN}$$

Nell'immagine seguente si può vedere la modalità di applicazione del carico.

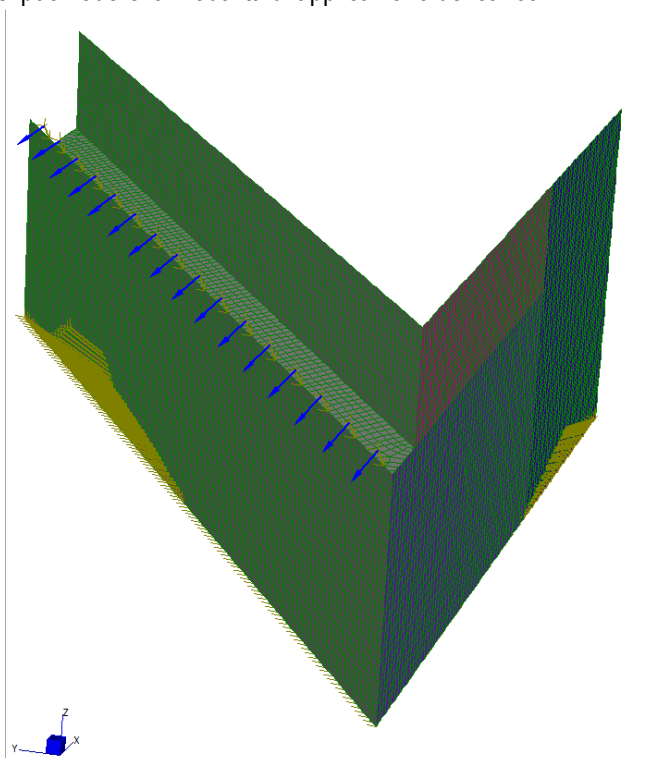


Figura 26: Azione orizzontale sismica da impalcato

Invece con lo schema di vincolo adottato il comportamento trasversale dell'impalcato coinvolge anche le pile comportando un'amplificazione spettrale: dalla relazione di calcolo specifica a cui si rimanda si determina un'azione trasversale su ciascuna delle due spalle di:

$$S_{1SLV} = 1111.04 \text{ kN}$$

Nell'immagine seguente si può osservare la modalità di applicazione del carico.

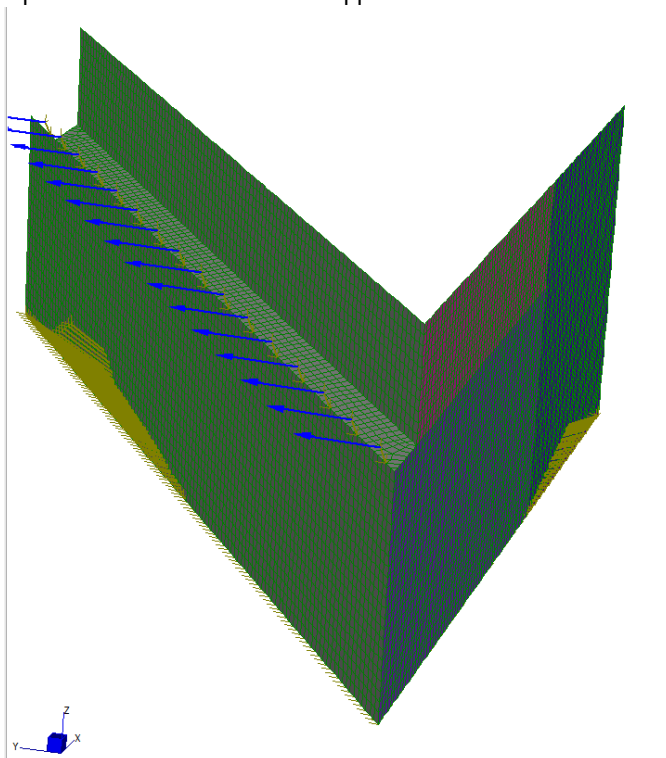


Figura 27: Azione trasversale sismica da impalcato

7.3.9 Carichi statici derivanti dall'impalcato

I carichi derivanti dall'impalcato sono applicati nel baricentro degli appoggi. Tale baricentro è collegato alla struttura con elementi rigid link.

I carichi da applicare in tale punto derivano dall'analisi dell'impalcato nelle varie combinazioni agli Stati Limiti Ultimi e di Esercizio. Per maggiori dettagli a riguardo si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

7.3.9.1 Carichi verticali

Gli scarichi verticali dall'impalcato sono pertanto:

$$p.p. = 25.0 \times 0.34 \times 16 \times 19.30 / 2 = 1312.32 \text{ kN}$$

$$p \text{ soletta} = 25 \times 0.24 \times 12.80 \times 20.95 / 2 = \underline{1608.96 \text{ kN}}$$

$$\text{con un totale di peso proprio su ciascuna spalla di} = 2921.28 \text{ kN}$$

i pesi portati

$$G_{\text{Ringrossi}} = 0.16 \text{m} \times 25 \times 0.70 \times 20.95 / 2 = 29.33 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Guard-rail}} = 1.00 \times 20.95 / 2 \times 1 = 10.475 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Sottoservizi\&veletta}} = 25 \times .11 \times 0.4 \times 20.95 / 2 \times 1 = 11.5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{massetto}} = 0 = 0.00 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Pavimentazione}} = 0.11\text{m} \times 24 \times 20.95 \times 12.74/2 = \underline{352.31 \text{ kN}}$$

con un totale di peso portato su ciascuna spalla di $= 403.61 \text{ kN}$

i carichi accidentali da traffico considerando sulla careggiata da 12.75 l'esistenza di 4 corsie convenzionali da 3.0m ciascuna:

$$Q = 2 \times (300 + 200 + 100) + [9.0 \times 3.0 + 2.50 \times (12.75 - 3.0)] \times 19.20/2 = 1693.2 \text{ kN}$$

7.3.9.2 Vento derivante dall'impalcato

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m^2 .

Azione orizzontale del vento su di una spalla:

$$N_{\text{tot,vento}} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \times L_{\text{tot}} \times h_{\text{tot}} = 2.5 \text{ kN/m}^2 \times (32\text{m}) \times (2\text{m} + 3.5\text{m}) / 2 = 220.0 \text{ kN}$$

7.3.9.3 Frenatura derivante dall'impalcato

La forza di frenatura ed avviamento, come prescritto dalla normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 0.6 (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3.00 \times (19.13 \text{ m}) = 411.65 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \rightarrow 411.65 \text{ kN}$$

La medesima si considera applicata all'estradosso della pavimentazione.

7.4 Combinazioni di carico

La determinazione dei valori delle sollecitazioni da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche strutturali viene condotta facendo riferimento ai gruppi di azioni ad ai coefficienti di combinazione riportati nel D.M 14.01.2008.

Si riportano di seguito i coefficienti di combinazione allo Stato Limite Ultimo per la verifica strutturale dei muri e della fondazione (SLU-STR) e per la verifica geotecnica della fondazione (SLU-GEO)

	SLU-STR	SLU-GEO
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	0	0
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0	0
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	0	0
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	1	1
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	1,3	1
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	1,3	1
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	1,3	1
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1,3	1,25
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1,3	1,25
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1,3	1,25
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	1,5	1,3

Qui di seguito invece si riportano i coefficienti di combinazione allo SLE.

	SLE-PERM	SLE-QP	SLE-F	SLE-RARA
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	0,8	1	1	1
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	1	1	1	1
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	1	1	1	1
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	1	1	1	1
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	0	0,2	0,4	1

e si riportano i coefficienti di combinazione sismica per la verifica strutturale dei muri

	Muri SLV (+Y-0,3X)	Muri SLV (-Y-0,3x)	Muri SLV (-X+0,3Y)	Muri SLV (-X-0,3Y)
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	1	1	1	1
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	1	-1	0,3	-0,3
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	1	1	1	1
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	0	0	0	0
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	0	0	0	0
12: SismaMassaSpalla(-X)_ASMS [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
13: SismaMassaSpalla(+Y)_ASMS [Freedom Case 1]	1	-1	0,3	-0,3
14: SovrasismicaTerrenoMuri(-X)_SST [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
15: SovrasismicaTerrenoMuri(+Y)_SST [Freedom Case 1]	1	0	0,3	0
16: SovrasismicaTerrenoMuri(-Y)_SST [Freedom Case 1]	0	1	0	0,3
17: SismaMassaTerrImbarcato(-X)_SSMTI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
18: SismaMassaTerrImbarcato(+Y)_SSMTI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
19: SismaMassaTerrImbarcato(-Y)_SSMTI [Freedom Case 1]	0	0	0	0

mentre di seguito si riportano i coefficienti di combinazione sismica per la verifica strutturale e geotecnica della fondazione:

	Fondazione SLV (+Y-0,3X)	Fondazione SLV (-Y-0,3X)	Fondazione SLV (-X+0,3Y)	Fondazione SLV (-X-0,3Y)
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	1	1	1	1
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	1	-1	0,3	-0,3
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	0	0	0	0
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	1	1	1	1
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	1	1	1	1
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	1	1	1	1
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1	1	1	1
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	0	0	0	0
12: SismaMassaSpalla(-X)_ASMS [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
13: SismaMassaSpalla(+Y)_ASMS [Freedom Case 1]	1	-1	0,3	-0,3
14: SovrasismicaTerrenoMuri(-X)_SST [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
15: SovrasismicaTerrenoMuri(+Y)_SST [Freedom Case 1]	0	0	0	0
16: SovrasismicaTerrenoMuri(-Y)_SST [Freedom Case 1]	0	0	0	0
17: SismaMassaTerrImbarcato(-X)_SSMTI [Freedom Case 1]	0,3	0,3	1	1
18: SismaMassaTerrImbarcato(+Y)_SSMTI [Freedom Case 1]	1	0	0,3	-0,3
19: SismaMassaTerrImbarcato(-Y)_SSMTI [Freedom Case 1]	0	1	0	0

e infine si riportano i coefficienti di combinazione sismica per la verifica geotecnica al ribaltamento di fondazioni dirette :

	EQU
1: Impalcato SLE/QP_CDI [Freedom Case 1]	0,9
2: Impalcato SLV (X)_CDI [Freedom Case 1]	0
3: Impalcato SLV (Y)_CDI [Freedom Case 1]	0
4: Impalcato SLU_CDI [Freedom Case 1]	0
5: PPSpalla_PPS [Freedom Case 1]	0,9
6: PPFondazione_PPF [Freedom Case 1]	0,9
7: PPTerrenoImbarcato_PPTI [Freedom Case 1]	0,9
8: SpintaStaticaTerreno(-X)_SSTT [Freedom Case 1]	1,1
9: SpintaStaticaTerreno(+Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1,1
10: SpintaStaticaTerreno(-Y)_SSTT [Freedom Case 1]	1,1
11: QAccidentale_SSTPCA [Freedom Case 1]	1,5

7.5 Risultati delle analisi

Per mezzo del modello così presentato si possono facilmente ottenere le azioni agenti nel baricentro della palificata all'intradosso della fondazione.

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)	MZ (kN.m)
Node 7777: 20: Muri&Fondaz-SLU-STR [Combination 1]	5.426,01	-610,94	43.889,09	8.559,13	-23.876,02	-18.399,39
Node 7777: 21: Muri&Fondaz-SLU-GEO [Combination 2]	4.990,22	-573,76	33.230,86	8.462,67	-13.645,74	-17.009,23
Node 7777: 22: Muri&Fondaz-SLE-PERM [Combination 3]	3.133,11	-397,63	31.018,54	8.433,02	-16.898,71	-10.954,85
Node 7777: 23: Muri&Fondaz-SLE-QP [Combination 4]	3.292,62	-407,52	32.150,15	10.192,51	-16.531,35	-11.436,23
Node 7777: 24: Muri&Fondaz-SLE-F [Combination 5]	3.452,13	-417,40	32.590,15	10.240,16	-16.571,92	-11.917,61
Node 7777: 25: Muri&Fondaz-SLE-RARA [Combination 6]	3.930,65	-447,06	33.910,15	10.383,12	-16.693,64	-13.361,74
Node 7777: 26: Muri SLV (+Y-0,3X) [Combination 7]	4.133,15	-801,09	9.647,25	13.623,30	18.876,89	-13.136,29
Node 7777: 27: Muri SLV (-Y-0,3x) [Combination 8]	4.133,15	739,72	9.647,25	3.036,37	18.876,89	-13.549,64
Node 7777: 28: Muri SLV (-X+0,3Y) [Combination 9]	6.466,58	-2.409,98	9.647,25	20.515,60	31.434,11	-17.743,91
Node 7777: 29: Muri SLV (-X-0,3Y) [Combination 10]	6.466,58	-1.947,74	9.647,25	17.339,52	31.434,11	-17.867,91
Node 7777: 30: Fondazione SLV (+Y-0,3X) [Combination 11]	4.451,61	16,11	31.710,15	9.586,44	-9.538,63	-14.406,38
Node 7777: 31: Fondazione SLV (-Y-0,3X) [Combination 12]	4.451,61	318,85	31.710,15	5.111,93	-9.538,63	-14.362,59
Node 7777: 32: Fondazione SLV (-X+0,3Y) [Combination 13]	7.528,10	-3.441,46	31.710,15	25.600,41	6.683,07	-20.590,87
Node 7777: 33: Fondazione SLV (-X-0,3Y) [Combination 14]	7.528,10	-4.316,33	31.710,15	29.025,74	6.683,07	-20.221,16
Node 7777: 34: Fondazione EQU [Combination 15]	4.642,73	-511,53	31.839,14	9.849,05	-12.696,90	-15.660,67

8 VERIFICA DELLE SPALLE

In questo paragrafo si riportano le verifiche strutturali effettuate sulla spalla 1 sia agli Stati Limite ultimi che di Esercizio. Non si rendono espliciti i risultati delle sollecitazioni per la spalla 2 in quanto le sollecitazioni risultano inferiori: si riporta per completezza della spalla 2 unicamente le verifiche .

8.1 Fusto

8.1.1 Armatura verticale

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

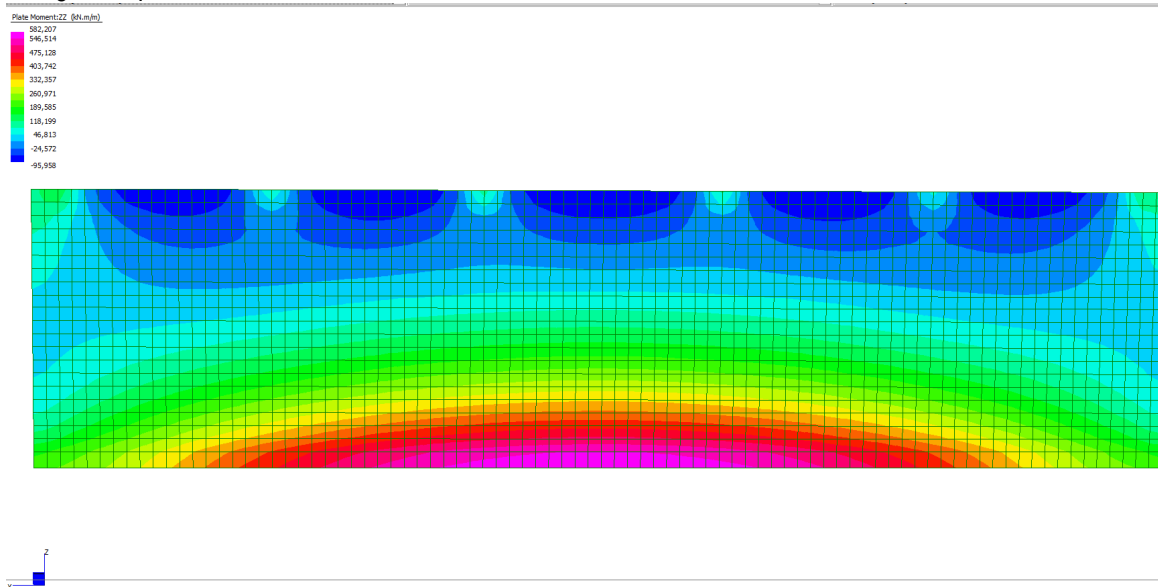


Figura 28: Momento verticale SLU STR

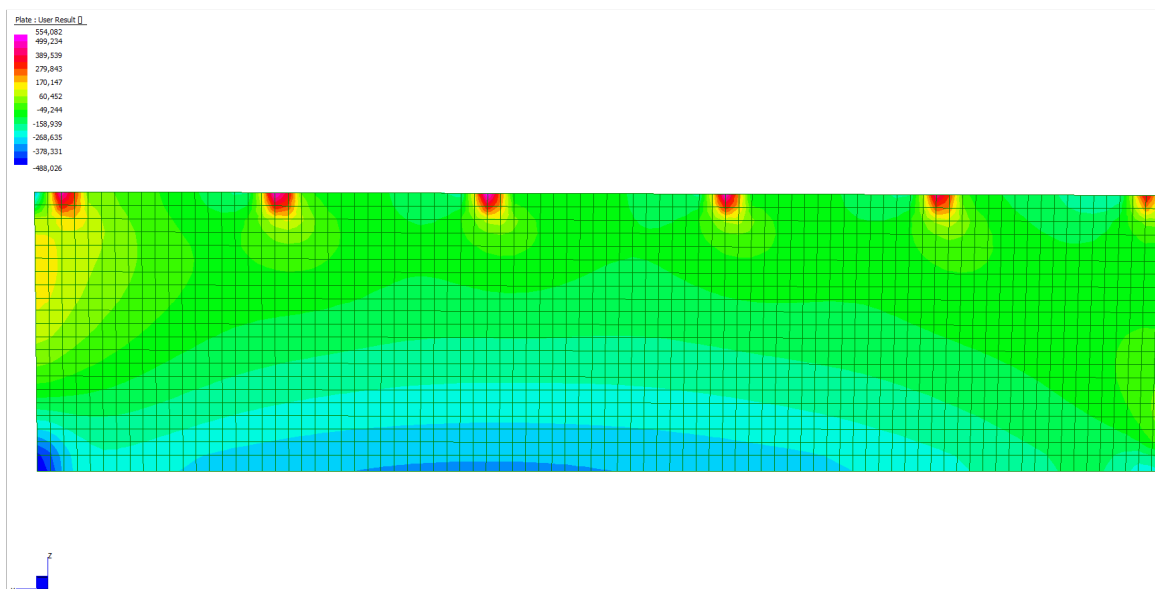


Figura 29: Taglio SLU

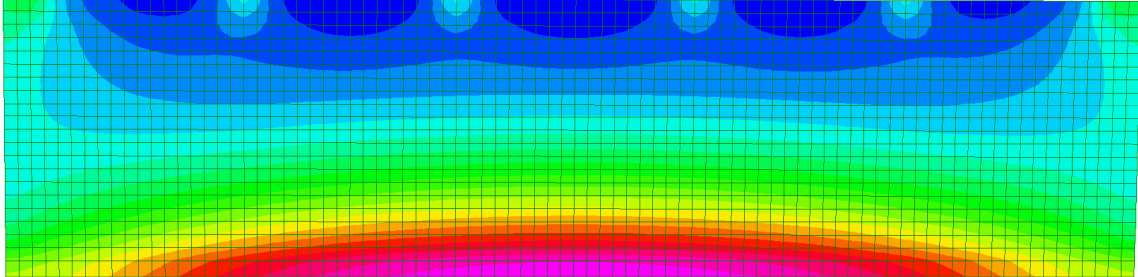
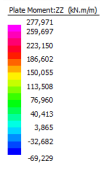


Figura 30: Momento verticale SLE Quasi Permanente

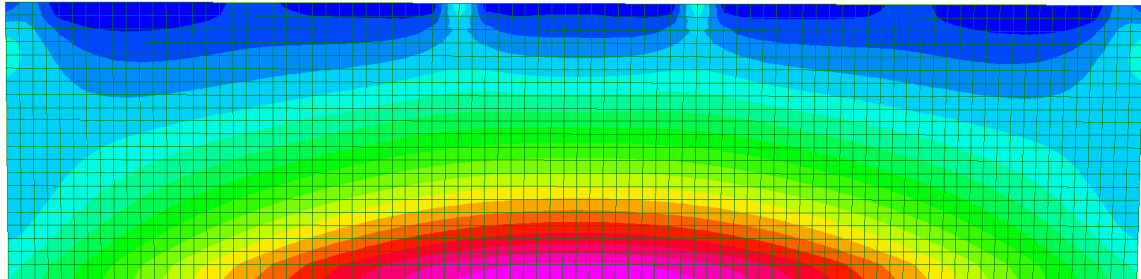
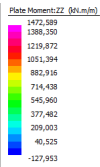


Figura 31: Momento verticale SLV

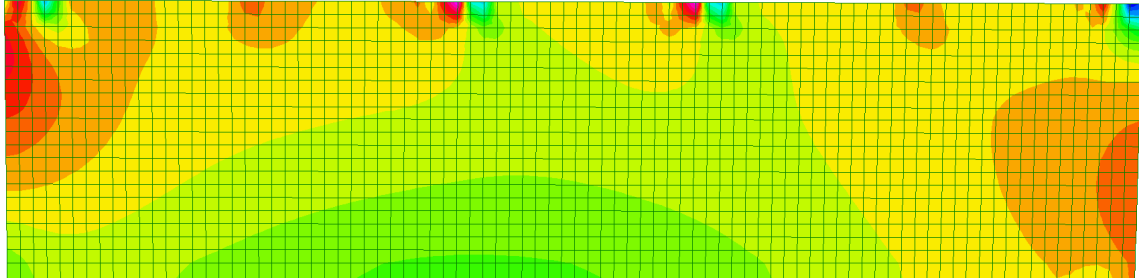
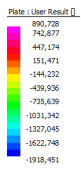


Figura 32: Taglio SLV

SOTTOVIA FERROVIARIO - SPALLA 1 - FUSTO

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-658,2	358,3	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	-859,0	851,7	685,3
SLV	-425,3	1458,3	963,2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	120
Altezza utile della sezione	d [cm]	114
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	12000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	5	0
Diametro	φ [mm]	20	20	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,5	7,5	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	31,42	15,71	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,414%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,5	0,0	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	31,42	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,276%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{tr}	4	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} ' [Mpa]	8,45

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{td} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 2,03	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 0,00	< 360
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,018	0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	963,2
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	-425,3

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	499,24
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,52

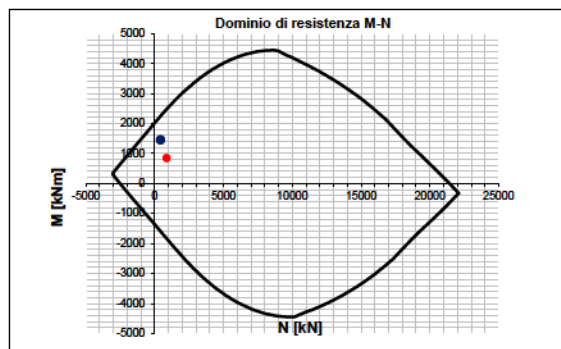
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	3053
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1050
Resistenza a taglio di progetto	V _{rd} [kN]	1050
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1,09

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	851,7	1458,3
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	-859,0	-425,3

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	2476,5	2246,3
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	2,91	1,54

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



8.1.2 Armatura orizzontale

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

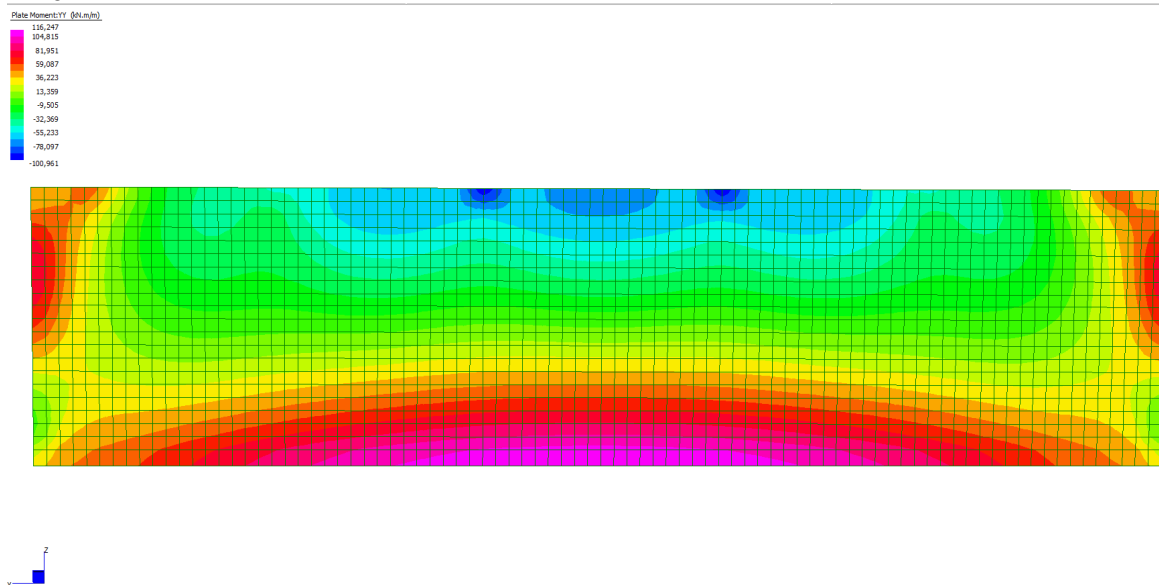


Figura 33: Momento orizzontale SLU STR

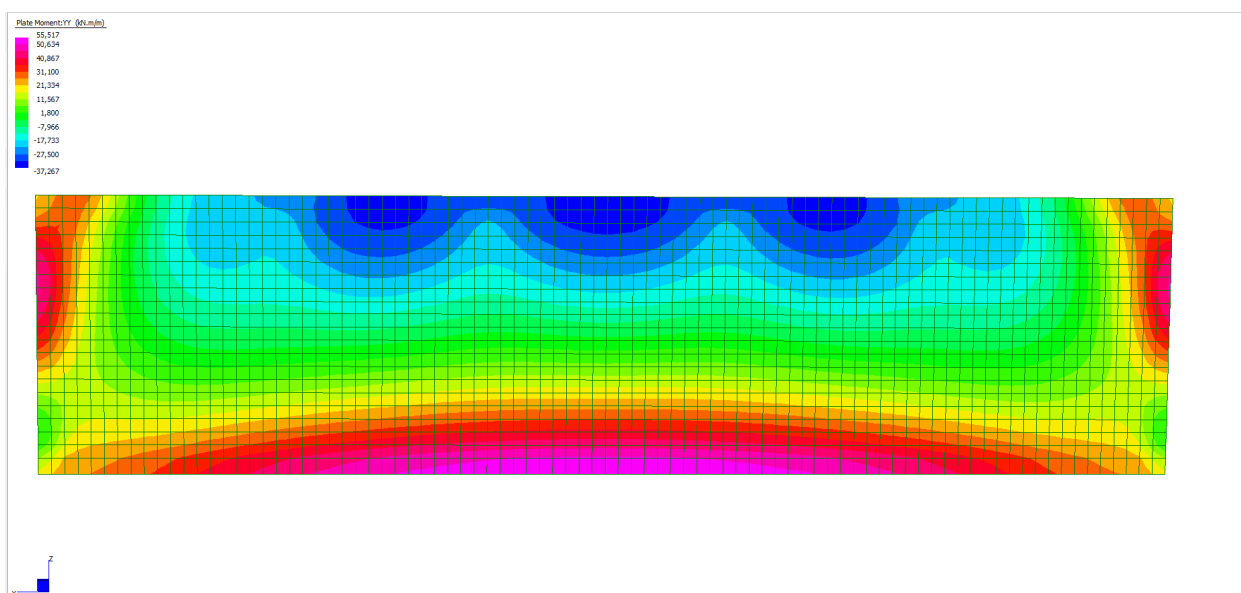


Figura 34: Momento orizzontale SLE Quasi Permanente

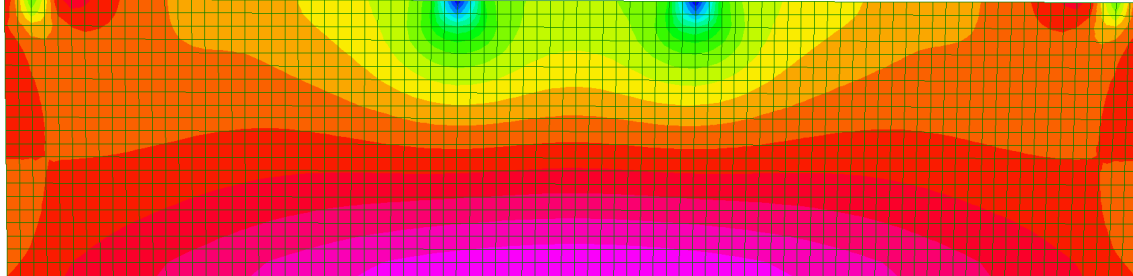
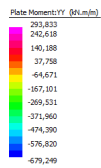


Figura 35: Momento orizzontale SLV

SOTTOVIA FERROVIARIO - SPALLA 1 - FUSTO - ARMATURA ORIZZONTALE

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-586,3	321,2	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	-785,3	785,7	-
SLV	-358,8	1256,3	-

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	120
Altezza utile della sezione	d [cm]	115
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	12000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	20	20	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,5	7,5	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	31,42	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,274%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,5	0,0	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	31,42	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,274%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{tr}	4	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} ' [Mpa]	8,45

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{td} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale			σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	1,93	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	0,00	< 360

Verifica di fessurazione			w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0,023	0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	0,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	#N/D

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{RA1} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{RA1} /V _{sd}	-

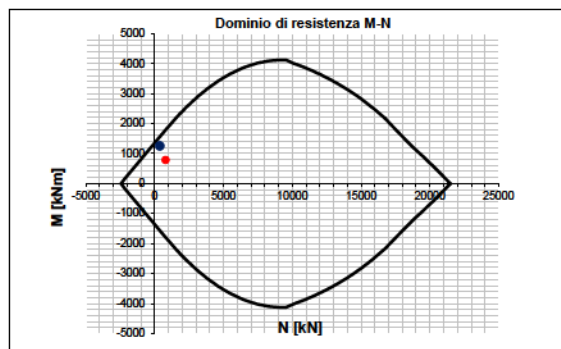
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{RA2} (θ) [kN]	#N/D
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{RA3} (θ) [kN]	1056
Resistenza a taglio di progetto	V _{RA} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{RA} /V _{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	785,7	1256,3
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	-785,3	-358,8

Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente	M _{RD} [kNm]	1788,0	1557,6
Coefficiente di sicurezza	M _{RD} /M _{sd}	2,28	1,24

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente	N _{RD} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{RD} /N _{sd}	-	-



8.2 Platea in c.a.

Gli spessori delle fondazioni delle spalle sono pari a:

$$s = 1.50 \text{ m}$$

La fondazione è di tipo su pali. Sulla fondazione sono disposti 10 pali con diametro di 120cm come da seguente figura.

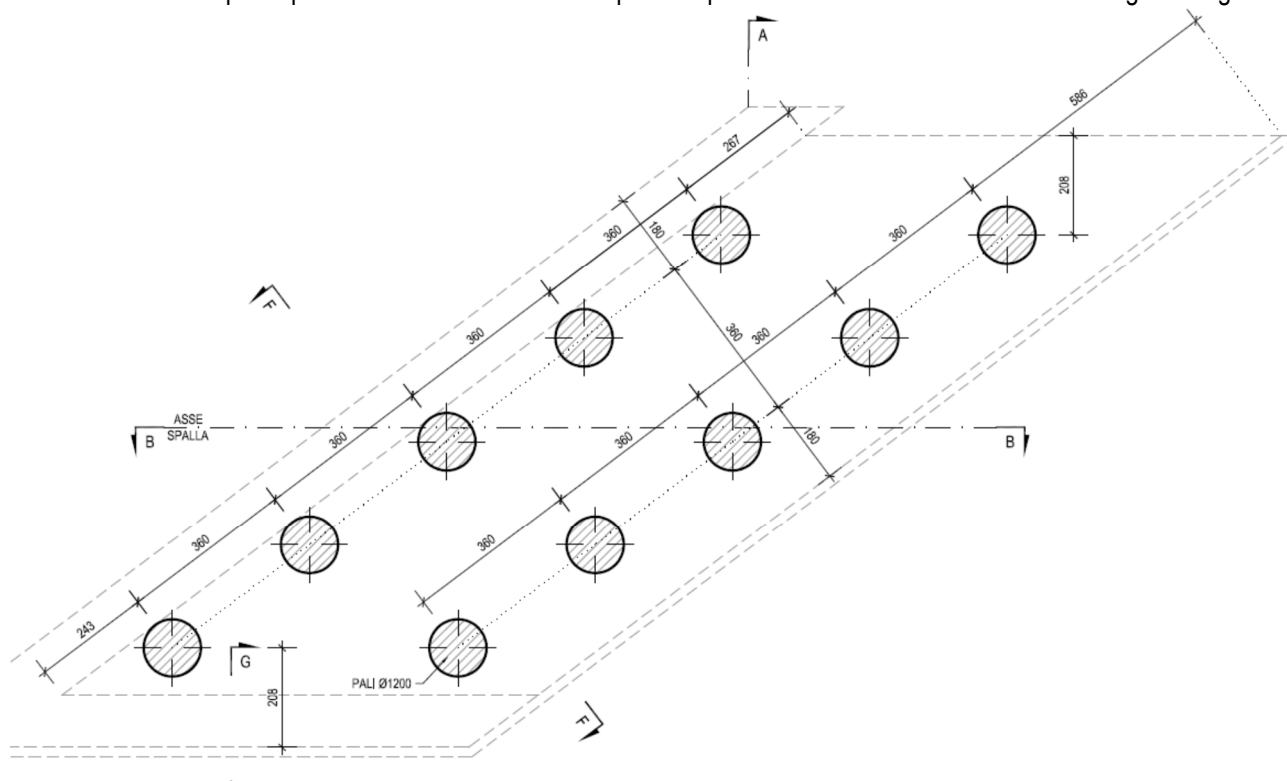


Figura 36: Pianta della platea di fondazione

Si riportano di seguito le immagini delle risultanze del modello della spalla2 a cui è stata applicata una costante di winkler alla platea di fondazione di 13000kN/mc e una molla infinitamente rigida in corrispondenza della superficie dei pali.

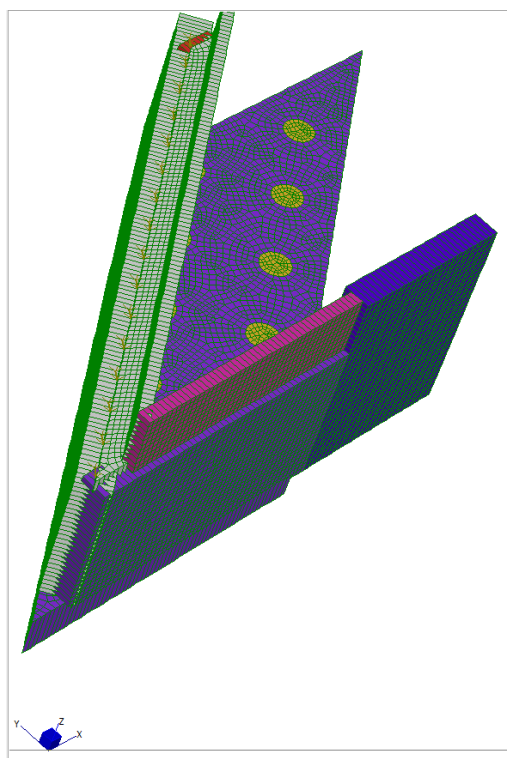


Figura 37: Modello agli elementi finiti per la determinazione delle sollecitazioni in platea

Parimenti alle elevazioni si riportano per brevità le immagini delle sollecitazioni relative alla spalla 1 ritenuta la maggiormente sollecitata, mentre si riportano le verifiche della platea di entrambe le spalle.

8.2.1 Armatura direzione X (ortogonale al fusto)

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

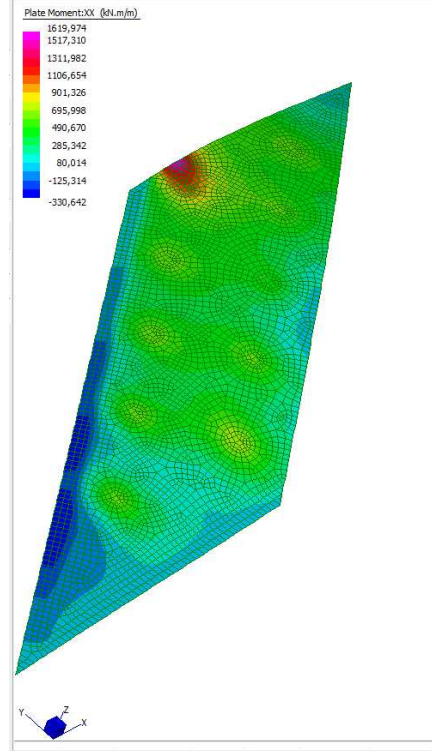


Figura 38: Momento XX_SLU STR

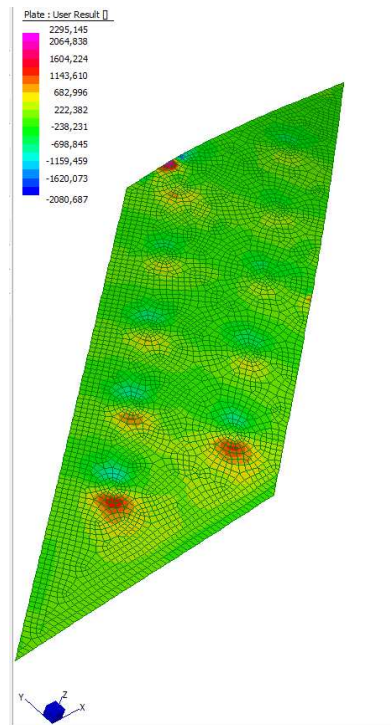


Figura 39: Taglio_SLU STR

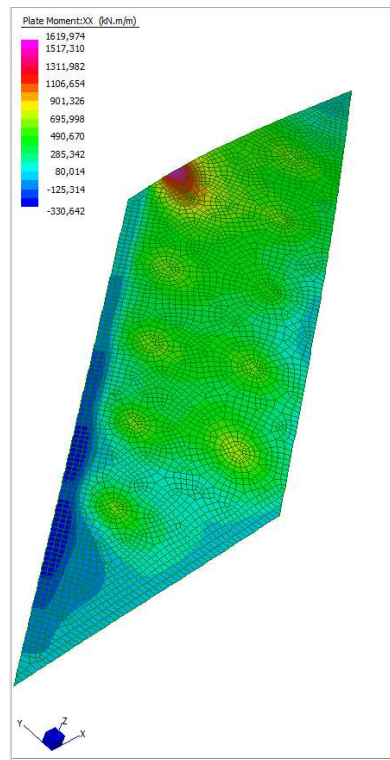


Figura 40: Momento XX_SLE Quasi Permanente

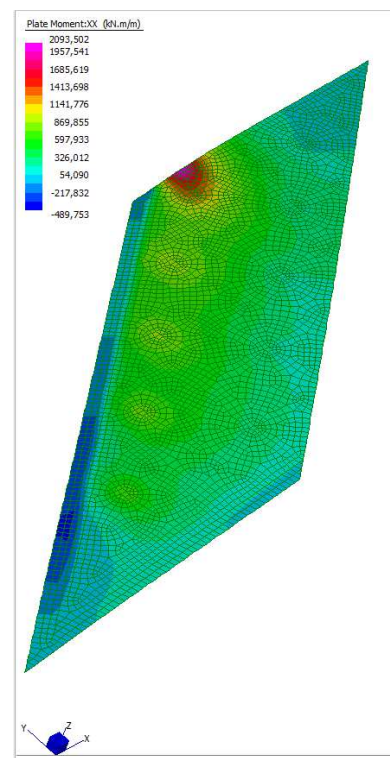


Figura 41: Momento XX_SLV

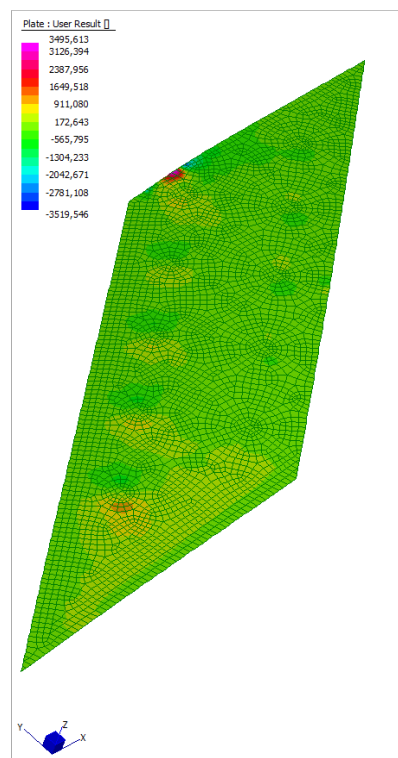


Figura 42: Taglio_SLV

SOTTOVIA FERROVIARIO - SPALLA 1 - FONDAZIONE - ARMATURA X

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-33,3	523,2	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	-68,5	856,6	0,0
SLV	-120,3	1235,6	1020,2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	150
Altezza utile della sezione	d [cm]	144
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	15000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	5	0
Diametro	φ [mm]	16	16	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,3	7,5	0,0
Area strato	As [cm ²]	20,11	10,05	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,209%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,3	0,0	0,0
Area strato	As' [cm ²]	20,11	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,140%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{tr}	4	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]	8,45

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{td} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	2,26 < 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	0,00 < 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	0,00 < 360
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0,108 0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0,000 0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	1020,2
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	-120,3

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	446,15
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	0,44

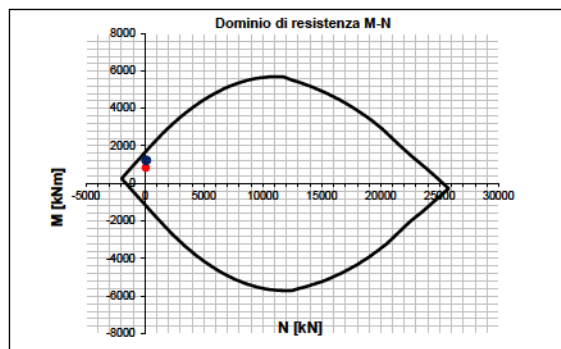
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	3796
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1327
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1327
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1,30

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	856,6	1235,6
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	-68,5	-120,3

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1704,4	1740,4
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1,99	1,41

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



La sezione risulta quindi essere verificata.

8.2.2 Armatura direzione Y (parallela al fusto)

Qui di seguito si possono vedere i contour delle sollecitazioni in direzione verticale e le verifiche strutturali effettuate.

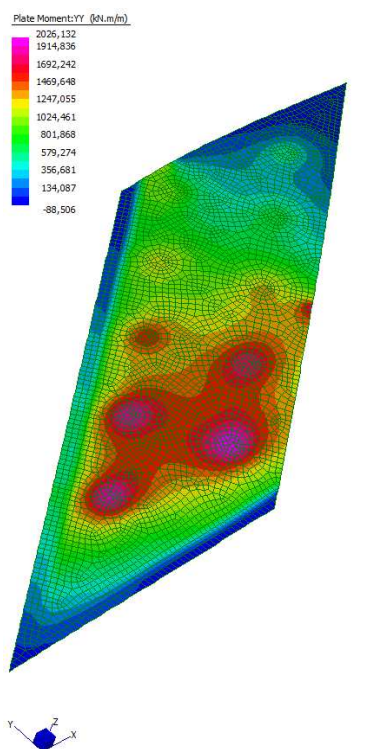


Figura 43: Momento YY_SLU STR

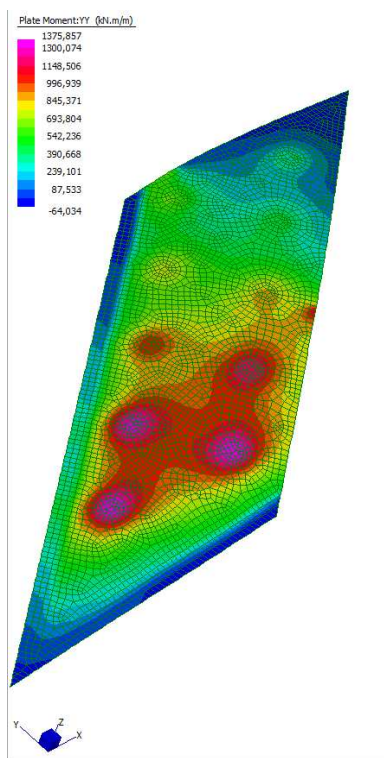


Figura 44: Momento YY_SLE Quasi Permanente

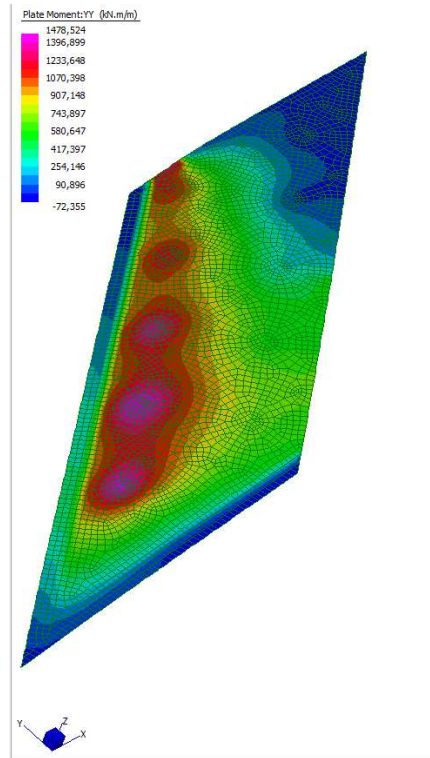


Figura 45: Momento YY_SLV

SOTTOVIA FERROVIARIO - SPALLA 1 - FONDAZIONE - ARMATURA Y

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-25,3	425,6	-
SLE Frequente	0,0	0,0	-
SLE Rara	0,0	0,0	-
SLU	-54,6	758,4	0,0
SLV	-80,6	1125,3	-

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	150
Altezza utile della sezione	d [cm]	145
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	15000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	16	20	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	5,3	7,5	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	20,11	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,139%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	16	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	5,3	0,0	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	20,11	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,139%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{tr}	4	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	10,47	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	35
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	28,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	36,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,77
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	1,94
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	15,87
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} ' [Mpa]	8,45

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 2,13	< 12,6
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 0,00	< 16,8
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 0,00	< 360
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,148	0,300
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000	0,400

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]	0,0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	#N/D

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	-

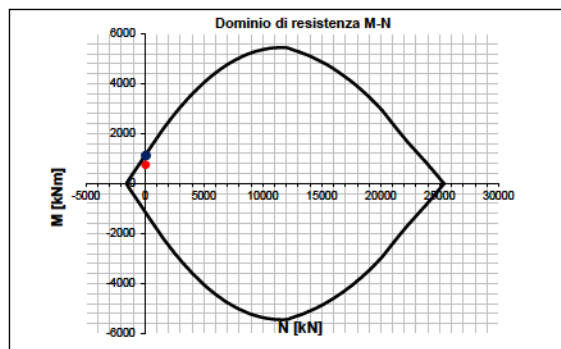
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	#N/D
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1334
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	#N/D
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	-

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	758,4	1125,3
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	-54,6	-80,6

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1156,2	1174,4
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	1,52	1,04

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	-	-



La sezione risulta quindi essere verificata.

9 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

9.1 Descrizione delle opere

Per gli elevati carichi trasmessi dai plinti di fondazione sono necessarie fondazioni profonde costituite da pali di grande diametro della lunghezza variabile per trasferire i carichi allo strato inferiore di buone caratteristiche geotecniche.

I pali trivellati vengono realizzati con asportazione del terreno e sua sostituzione con calcestruzzo armato mediante attrezzatura adeguata a qualsiasi tipo di terreno da attraversare con l'ausilio del rivestimento provvisorio (incamicatura) totale del foro.

Per gli elevati carichi trasmessi dai plinti di fondazione sono necessarie fondazioni profonde costituite da pali di grande diametro della lunghezza variabile per trasferire i carichi allo strato inferiore di buone caratteristiche geotecniche.

I pali trivellati vengono realizzati con asportazione del terreno e sua sostituzione con calcestruzzo armato mediante attrezzatura adeguata a qualsiasi tipo di terreno da attraversare con l'ausilio del rivestimento provvisorio (incamicatura) totale del foro.

Il diametro medio reso dei pali è di circa 1200 mm e la lunghezza di perforazione è variabile.

L'armatura dei pali è costituita da una gabbia di armatura formata da correnti $\phi 30-24$ mm e da staffe spirroidali $\phi 12-10$ mm in acciaio B450C e giuntate a 12 m.

L'iniezione dei pali viene eseguita con calcestruzzo SCC tipo min C25/30 fino al completo getto del palo.

Per i particolari esecutivi si rimanda alle tavole grafiche dettagliate.

Nella tabella seguente si riportano le dimensioni e le armature impiegate per i diversi pali di fondazione. La porzione superiore di ciascun palo, di lunghezza pari a 12 metri, è armata in maniera differente rispetto alla porzione inferiore, oltre 12 metri.

posizione		ϕ pali [m]	L pali [m]	armatura porzione superiore			armatura porzione inferiore		
				Lsup [m]	correnti	staffe	Linf [m]	correnti	staffe
						spiroidali			spiroidali
spalla	SP	1.2	20	12	28 ϕ 30	ϕ 12/10	12	28 ϕ 24	ϕ 10/20

9.2 Analisi dei carichi

Di seguito si riportano i carichi prevalenti per i pali.

La distribuzione dei carichi sui pali, è stata determinata facendo riferimento alla seguente espressione:

$$N_{(i)} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y}{\sum_{i=1}^n x_i^2} * x_i \pm \frac{M_x}{\sum_{i=1}^n y_i^2} * y_i$$

dove "N_i" è il carico che agisce sul palo i-esimo mentre le grandezze "x_i", "y_i" rappresentano le coordinate del palo rispetto al baricentro della fondazione.

Condizione	Carico normale Kg	Taglio T kg
SLU-STR	560000	50000
SLE-RARA	420000	40000
SLV	780000	95000

9.3 Calcolo della capacità portante

9.3.1 Metodo di calcolo

Le verifiche della capacità portante dei pali di fondazione sono state eseguite con il metodo degli stati limite secondo l'approccio 2 che prevede la sola combinazione A1+M1+R3 per le verifiche sia di tipo strutturale che di tipo geotecnico (cap. 6.4.3.1 delle NTC 2008) con i coefficienti riportati nelle tabelle seguenti.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Coefficienti parziali per le azioni (Tab. 6.2.I NTC 2008)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso unità volume	γ	γ_V	1.0	1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC 2008)

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale compr.	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale traz.	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (Tab. 6.4.II NTC 2008)

N° 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

Fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate

9.4 Capacità portante pali

Il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente diviso in due parti, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \times dz$$

dove con p si indica la resistenza unitaria alla punta, con s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia laterale palo-terreno, con d il diametro e con L la lunghezza del palo.

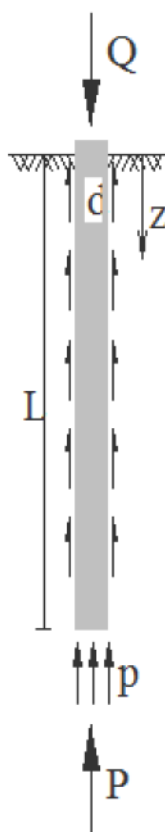


Figura 46 – Carico limite palo $Q_{lim} = P + S$

La suddivisione è convenzionale perché gli sforzi laterali e quelli di punta vengono mobilitati con cedimenti diversi; pertanto non è detto che siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P e S quando il palo va a rottura.

Nel nostro caso il calcolo è stato eseguito anche secondo quanto previsto dalle Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione.

Le varie teorie esistenti conducono a relazioni fra N_q e ϕ' notevolmente diverse.

Sistematiche ricerche condotte da Kerisel ('61) e Vesic ('67) mostrano che la resistenza alla punta non cresce linearmente con la profondità, ma, al contrario, si mantiene costante al di sotto di una profondità critica; sia il valore di P_{pu} che la profondità critica aumentano con l'aumentare di ϕ' .

Una spiegazione di questo andamento è stata proposta da Vesic ('77), secondo il quale la rottura alla punta avviene secondo il meccanismo presentato nella figura seguente.

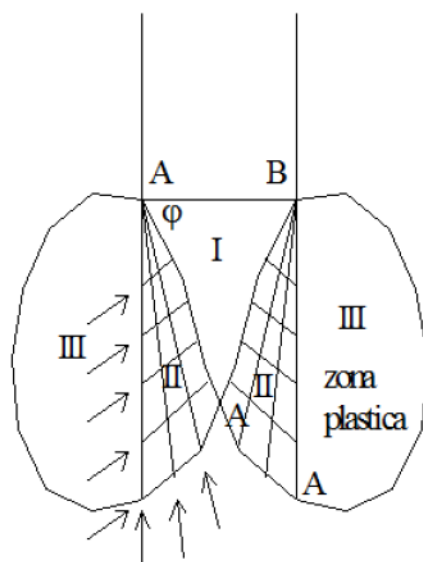


Figura 47 – Meccanismo di rottura alla punta secondo Vesic

La pressione di confinamento esercitata dalla zona III sulla zona II viene posta pari a quella necessaria ad espandere una cavità sferica in un mezzo elasto-plastico; ed è per questo che egli assume il coefficiente η .

Berezantzev et al. ('61) postulano l'esistenza di una sorta d'effetto silo, come illustrato nella figura seguente, per il quale la tensione verticale σ_v' sarebbe minore della tensione litostatica; il coefficiente N_q risulta funzione decrescente del rapporto L/d , oltre che funzione crescente dell'angolo d'attrito.

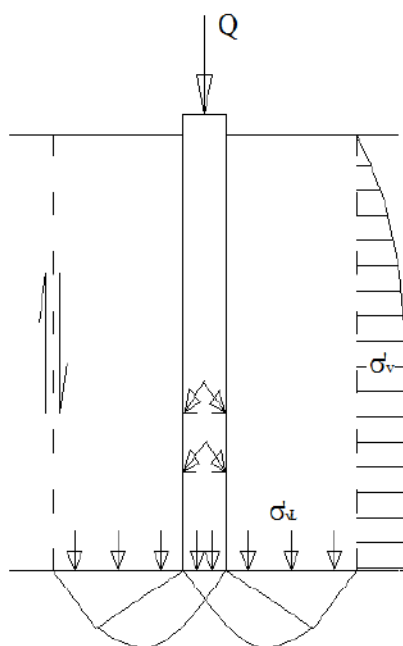


Figura 48 – Effetto silo

Per quanto riguarda il valore di ϕ' da assumere nel calcolo della resistenza alla punta, esso dovrà considerare la densità relativa e il livello di tensione. Se invece ci si basa sullo stato limite di servizio, Berezantzev ('65) propone di utilizzare nel progetto il valore dello sforzo alla punta in corrispondenza del quale si verificano le prime deformazioni plastiche. Tale sforzo, che provocherebbe cedimenti compresi fra $0.06d$ e $0.1d$, può essere valutato con l'espressione relativa alla completa plasticizzazione, nella quale, però, i valori di N_q sono sostituiti dai valori di N_q^* significativamente minori dei primi:

$$P_{pu} = A_p N_q^* \sigma_v'$$

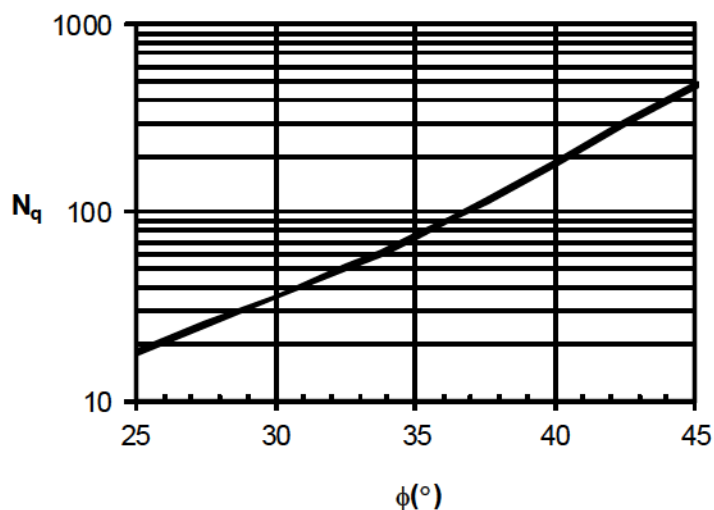


Figura 49 – Valori generali di N_q (Berezantzev)

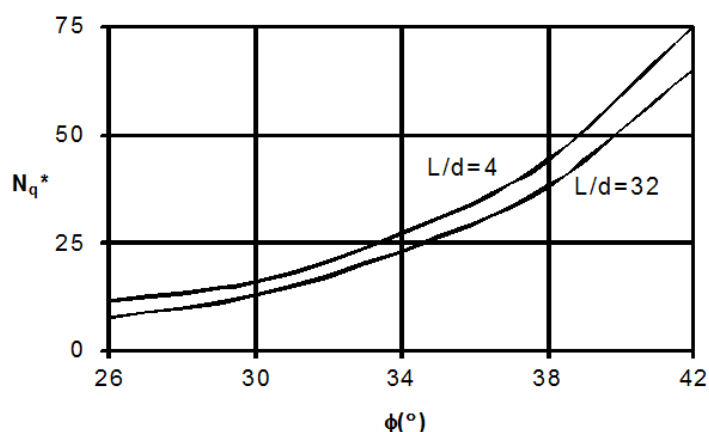


Figura 50 – Valori di N_q^* (Berezantzev ridotto)

Si riporta di seguito il calcolo della capacità portante a compressione dei pali trivellati (metodi di Tomlinson, Burland e Berezantzev) per le spalle.

Parametri geotecnici

strati	profondità		valori medi						
	inizio m	fine m	γ_{nat} kg/m ³	γ' kg/m ³	ϕ medio (°)	C_u medio kg/cm ²	σ'_v inizio kg/m ²	σ'_v fine kg/m ²	σ'_v punta kg/m ²
1	3,00	10,00	1900	1000	30	0,00	5700	19000	0
2	10,00	15,00	2000	1000	30	0,00	19000	29000	0
3	15,00	17,00	2000	1000	37	0,00	29000	33000	0
4	17,00	22,50	2100	1000	40	0,00	33000	44550	44550
5									
6									

Capacità portante laterale di calcolo

strati	spessore m	σ'_v medio kg/m ²	A_{lat} cm ²	$\mu = \text{tg } \phi$	k	α	capacità portante Q_{lat}	
							incoerenti kg	coerenti kg
1	7	12350	263760	0,58	0,00	1,00	0	0
2	5	24000	188400	0,58	0,40	1,00	104358	0
3	2	31000	75360	0,75	0,40	1,00	70369	0
4	5,5	38775	207240	0,84	0,40	1,00	269517	0
5								
6								

	Sondaggi	Spalle	Lunghezza	Diametro	Peso Palo	$\sigma'v$ (punta)	φ (punta)	N*q	$Q_{cpunta, calc}$	$Q_{clat, calc}$	ξ_3	ξ_4
	[n°]	[ID]	[m]	[m]	[kg]	[kg/m2]	[°]		[kg]	[kg]		
ST-01	2	SP	20	1,2	56549	44550	40	37	1864240	269517	1,65	-

STATI LIMITE ULTIMI - COMBINAZIONE A1+M1+R3

■ Capacità portante laterale caratteristica	$Q_{clat,k} = Q_{clat,calc} / \xi_3$	[kg]	163344
■ Capacità portante punta caratteristica	$Q_{cpunta,k} = Q_{cpunta,calc} / \xi_3$		1129842
■ Capacità portante laterale di progetto	$Q_{clat,d} = Q_{clat,k} / \gamma_s$		142038
■ Capacità portante di punta di progetto	$Q_{cpunta,d} = Q_{cpunta,k} / \gamma_b$		836920
■ Capacità portante di progetto	$Q_{c,d} = Q_{clat,d} + Q_{cpunta,d} - 1,3 \times P_p$		905445
■ Capacità portante di progetto assunta	$Q_{c,d} =$		905445

Si ottengono le capacità portanti di seguito ricapitolate

spalla SP

Pali $\phi 1200$ mm L=20 m

Capacità portante limite (SLU: A1+M1+R3): **$Q_{lim, compr} = 905.445$ kg**

I pali devono essere posti ad una distanza uno dall'altro di almeno 3÷3.5 diametri. Tuttavia, si può affermare che l'efficienza della palificata, in terreni incoerenti, risulta non minore dell'unità (da esperienze condotte – Vesic, 1968).

Nel progetto, si potrà assumere $E = 1$ e la capacità portante totale diviene:

$$Q_{tot} = n^{\circ} \text{pali} \times E \times Q_{amm}$$

10 VERIFICHE PALI

10.1 Verifica capacità portante verticale – spalla

Sul palo più sollecitato graverà un carico verticale massimo di:

$$E_d = 560.000 \text{ kg} < Q_{lim} = 905.445 \text{ kg} \quad (\text{SLU})$$

$$E_d = 780.000 \text{ kg} < Q_{lim} = 905.445 \text{ kg} \quad (\text{SLV})$$

10.2 Verifica dell'instabilità elastica dei pali

I pali di fondazione hanno un rapporto massimo L/d pari a 20-22.5. La snellezza di questi pali trivellati è molto limitata per cui si omette la verifica dell'instabilità dell'equilibrio elastico in quanto non significativa ed ampiamente soddisfatta.

10.3 Verifica strutturale e dei cedimenti dei pali

Per la verifica strutturale della sezione dei pali trivellati e per la verifica dei cedimenti verticali e degli spostamenti laterali dei pali di fondazione sono state considerate tre combinazioni di carico per ciascun diametro del palo: una allo SLV e una allo SLU per le verifiche strutturali ed una allo SLE per gli spostamenti.

Di seguito si riportano i risultati maggiormente significativi per le principali situazioni.

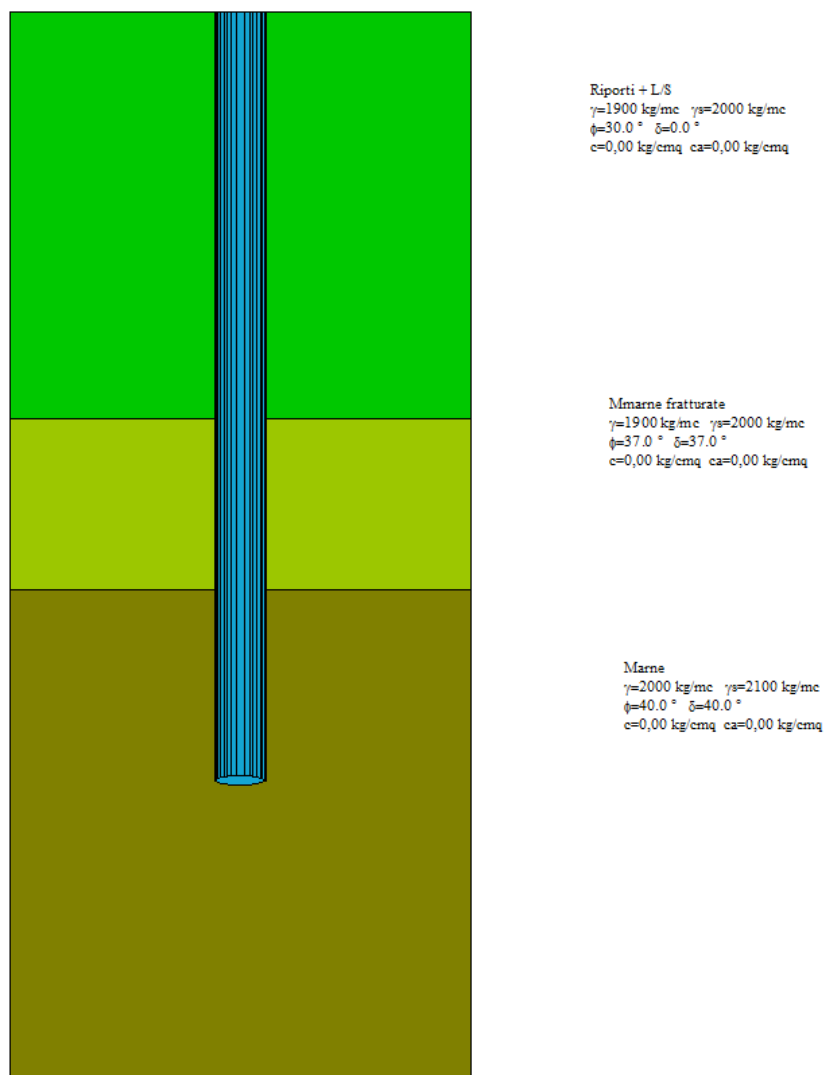


Figura 51 – Schema generale di calcolo

Palo diametro 1200 mm per SPALLA

combinazione SLU (per verifica strutturale) **$V_{max} = 560.000 \text{ kg}$**

$H_{max} = 50.000 \text{ kg}$

combinazione SLE (per verifica spostamento) **$V_{max} = 420.000 \text{ kg}$**

$H_{max} = 40.000 \text{ kg}$

combinazione SLV (per verifica strutturale) **$V_{max} = 780.000 \text{ kg}$**

$H_{max} = 95.000 \text{ kg}$

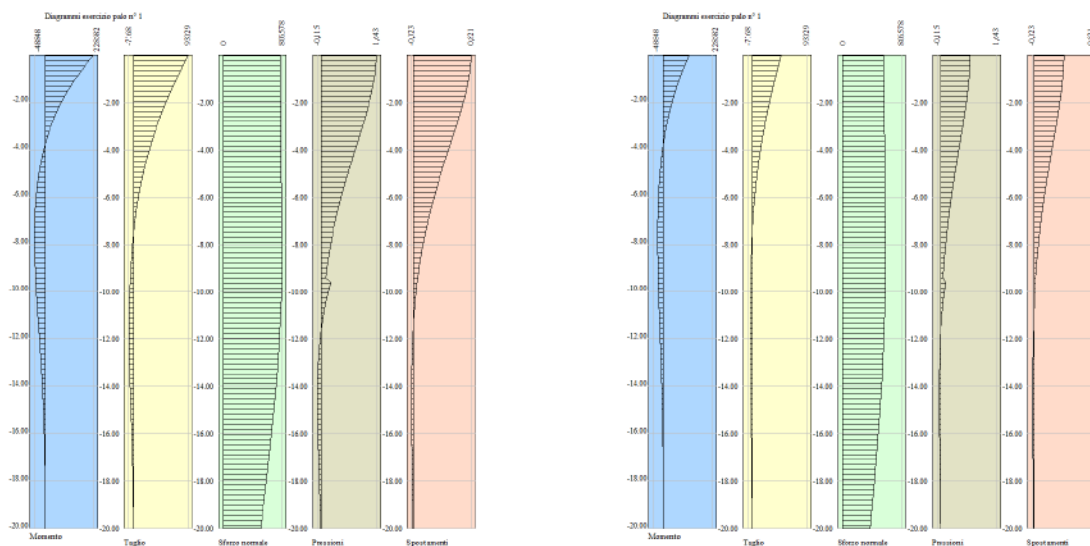


Figura 52 – Diagrammi delle sollecitazioni, combinazione SLV e SLU

Il diagramma seguente riporta le sollecitazioni agenti sulla sezione del palo che risulta essere verificata.

L'armatura è formata da correnti $28\phi 30 \text{ mm}$ e staffe $\phi 12/10$ per i primi 12 m e da $28\phi 24 \text{ mm}$ e staffe $\phi 10/20$ per la parte inferiore.

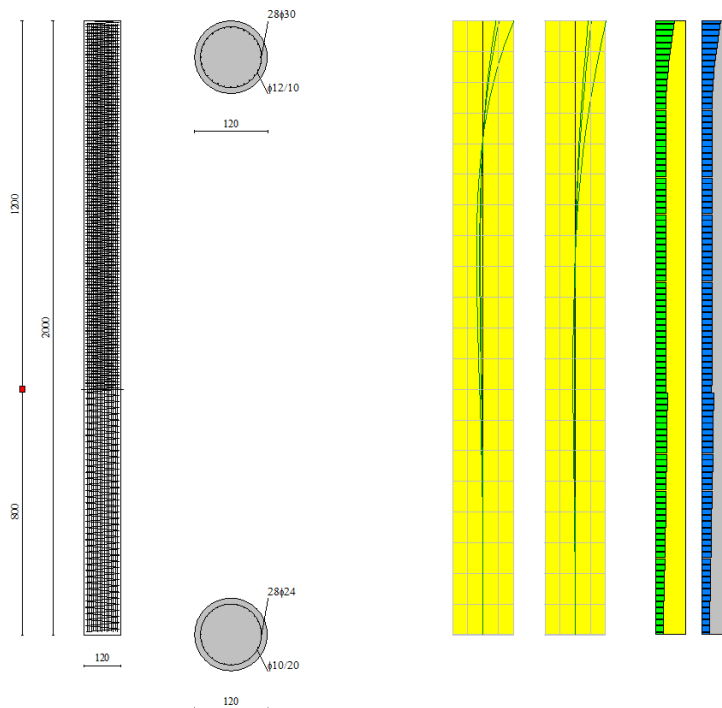


Figura 53 – Diagrammi sollecitazioni massime sull'armatura

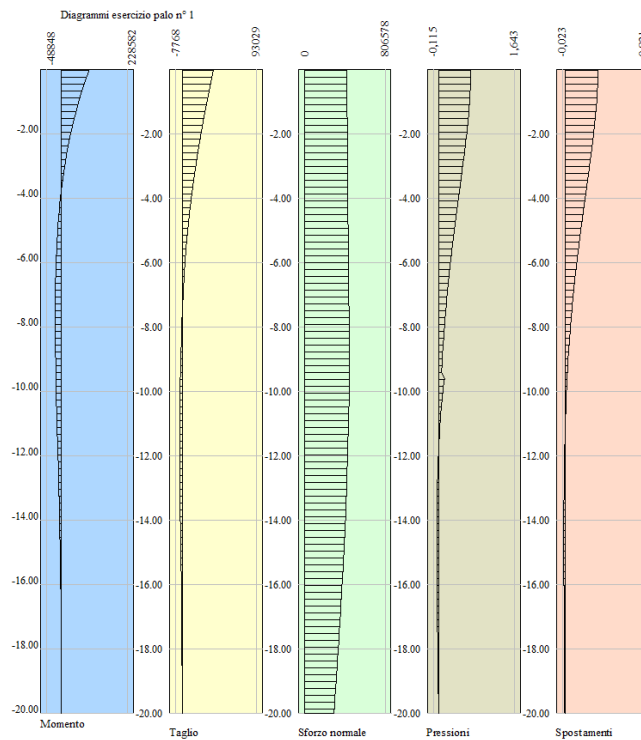


Figura 54 – Diagrammi delle sollecitazioni, combinazione SLE

Il cedimento massimo del palo di diametro 1200 mm è di circa 0.42 cm mentre lo spostamento laterale massimo in testa è di 0.35 cm. Le deformazioni laterali proseguono fino a circa 1200 cm dal plinto di fondazione e il valore dello spostamento massimo è inferiore allo 0.1% di questa lunghezza.

10.4 Report elaborazione dati e risultati

Richiami teorici

Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidità elastica, K_h , espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidità che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con dy_e la lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidità pari a:

$$K_m = dy_e D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicitare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c=c_u$, $\phi=0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di

terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

Q pressione geostatica alla profondità z

C coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a $1,5D$ e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3 \sigma_v K_p D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

Calcolo dei cedimenti verticali dei pali

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo degli elementi finiti.

Determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in n elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidità opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso. Per la determinazione delle rigidità delle molle si assume uno spostamento di riferimento pari a $\Delta Y = 0.500$.

La rigidità della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidità della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y}$$

Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tener conto di eventuali

plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno ΔN e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

10.4.1 Pali per spalla

Dati

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descr	Descrizione del palo
Frm	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
X	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
Y	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
D	Diametro del palo espresso in [cm]
L	Lunghezza del palo espressa in [m]

Descr	Frm	X [m]	Y [m]	D [cm]	L [m]
Palo 1200	(C)	0,00	0,00	120,00	20,00

Materiali palo

Calcestruzzo

Tipo	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione Rck	305,91	[kg/cm ²]
Peso specifico	2500,00	[kg/m ³]
Coeff. di omogeneizzazione	15,00	

Acciaio

Tipo	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	4588,65	[kg/cm ²]

Caratteristiche pali

Pali in c.a.

Armatura con ferri longitudinali e spirale

Vincolo in testa di tipo INCASTRO

Tipo di palo TRIVELLATO

Contributo sia della portanza laterale sia della portanza di punta

Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ^q]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ^q]
$\phi_{min, med}$	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min, \delta_{med}}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
$c_{min, c_{med}}$	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ^q]
$ca_{min, ca_{med}}$	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ^q]

Parametri caratteristici

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]	ca [kg/cm ^q]
Riporti + L/S	1900,0	2000,0	30,00	0,00	0,000	0,000
Mmarna fratturate	1900,0	2000,0	37,00	37,00	0,000	0,000
Marne	2000,0	2100,0	40,00	40,00	0,000	0,000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

N	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno dello strato
Kw	Costante di Winkler espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
α	Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno	Kw [kg/cm ^q /cm]	Ks	α
1	-9,5	-9,5	-9,5	Riporti + L/S	2.00	0.10	1.00
2	-13,5	-13,5	-13,5	Mmarna fratturate	5.00	0.40	1.00
3	-25,0	-25,0	-25,0	Marne	5.00	0.50	1.00

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15

		R1	R2	R3
Totale compressione	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

		R1	R2	R3
	γ_T	1.00	1.60	1.30

Coefficienti di riduzione per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 10 $\xi_3=1.40$ $\xi_4=1.21$

Condizioni di carico

Le condizioni di carico definite rappresentano le combinazioni di calcolo

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

f_{nd} Indice della fondazione

N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]

M_{YTOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]

T_{TOT} Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Condizione SLV - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N_{TOT} [kg]	M_{YTOT} [kgm]	T_{TOT} [kg]
Palo 1200	780000,0	0,0	95000,0

Condizione n° 2 - Condizione SLU - STR - A1-M1-R3

Fondazione	N_{TOT} [kg]	M_{YTOT} [kgm]	T_{TOT} [kg]
Palo 1200	560000,0	0,0	50000,0

Condizione n° 3 - Condizione SLE

Fondazione	N_{TOT} [kg]	M_{YTOT} [kgm]	T_{TOT} [kg]
Palo 1200	420000,0	0,0	40000,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Condizione SLV	1.00	1.00

Combinazione n° 2 - STR - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Condizione SLU	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - SLE

Cond	γ	Ψ
Condizione SLE	1.00	1.00

Opzioni di calcolo

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,47 [kg/cm²]

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite

Cedimento verticale in testa ai pali

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo degli Elementi Finiti.

Spostamento limite attrito laterale: 0,50 [cm]

Spostamento limite punta: 1,00 [cm]

RISULTATI

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

Tu Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]

Tx Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]

$\eta = Tu/Tx$ Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cmb	Tu [kg]	T [kg]	η
1	130777	95000	1,377
2	130763	50000	2,615

Cedimento verticale in testa ai pali

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione

w Cedimento in testa al palo, espresso in [cm]

u Spostamento orizzontale in testa al palo, espresso in [cm]

cmb	w	u
	[cm]	[cm]
1	0,8273	0,8213
2	0,5611	0,4323
3	0,4208	0,3458

Spostamenti e pressioni in esercizio

Simbologia adottata

- Nr. Identificativo sezione palo
 Y ordinata palo espressa in [cm]
 Ue spostamento in esercizio espresso in [cm]
 Pe pressione in esercizio espressa in [kg/cm²]

Combinazione n° 3

n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe
	[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]
1	0,00	0,3458	0,692	2	0,20	0,3452	0,690	3	0,40	0,3435	0,687
4	0,60	0,3408	0,682	5	0,80	0,3372	0,674	6	1,00	0,3328	0,666
7	1,20	0,3275	0,655	8	1,40	0,3217	0,643	9	1,60	0,3152	0,630
10	1,80	0,3081	0,616	11	2,00	0,3007	0,601	12	2,20	0,2928	0,586
13	2,40	0,2845	0,569	14	2,60	0,2760	0,552	15	2,80	0,2672	0,534
16	3,00	0,2582	0,516	17	3,20	0,2491	0,498	18	3,40	0,2399	0,480
19	3,60	0,2306	0,461	20	3,80	0,2213	0,443	21	4,00	0,2120	0,424
22	4,20	0,2027	0,405	23	4,40	0,1935	0,387	24	4,60	0,1844	0,369
25	4,80	0,1754	0,351	26	5,00	0,1665	0,333	27	5,20	0,1578	0,316
28	5,40	0,1492	0,298	29	5,60	0,1408	0,282	30	5,80	0,1327	0,265
31	6,00	0,1247	0,249	32	6,20	0,1170	0,234	33	6,40	0,1095	0,219
34	6,60	0,1022	0,204	35	6,80	0,0952	0,190	36	7,00	0,0884	0,177
37	7,20	0,0819	0,164	38	7,40	0,0756	0,151	39	7,60	0,0696	0,139
40	7,80	0,0638	0,128	41	8,00	0,0583	0,117	42	8,20	0,0531	0,106
43	8,40	0,0481	0,096	44	8,60	0,0433	0,087	45	8,80	0,0388	0,078
46	9,00	0,0346	0,069	47	9,20	0,0306	0,061	48	9,40	0,0268	0,054
49	9,60	0,0233	0,116	50	9,80	0,0200	0,100	51	10,00	0,0169	0,084
52	10,20	0,0140	0,070	53	10,40	0,0114	0,057	54	10,60	0,0089	0,045
55	10,80	0,0066	0,033	56	11,00	0,0046	0,023	57	11,20	0,0027	0,013
58	11,40	0,0010	0,005	59	11,60	-0,0006	-0,003	60	11,80	-0,0020	-0,010
61	12,00	-0,0033	-0,016	62	12,20	-0,0044	-0,022	63	12,40	-0,0054	-0,027
64	12,60	-0,0062	-0,031	65	12,80	-0,0070	-0,035	66	13,00	-0,0076	-0,038
67	13,20	-0,0082	-0,041	68	13,40	-0,0086	-0,043	69	13,60	-0,0090	-0,045
70	13,80	-0,0092	-0,046	71	14,00	-0,0094	-0,047	72	14,20	-0,0096	-0,048
73	14,40	-0,0097	-0,048	74	14,60	-0,0097	-0,048	75	14,80	-0,0096	-0,048
76	15,00	-0,0096	-0,048	77	15,20	-0,0094	-0,047	78	15,40	-0,0093	-0,046
79	15,60	-0,0091	-0,045	80	15,80	-0,0089	-0,044	81	16,00	-0,0086	-0,043
82	16,20	-0,0083	-0,042	83	16,40	-0,0080	-0,040	84	16,60	-0,0077	-0,039
85	16,80	-0,0074	-0,037	86	17,00	-0,0070	-0,035	87	17,20	-0,0067	-0,033
88	17,40	-0,0063	-0,032	89	17,60	-0,0060	-0,030	90	17,80	-0,0056	-0,028
91	18,00	-0,0052	-0,026	92	18,20	-0,0048	-0,024	93	18,40	-0,0044	-0,022
94	18,60	-0,0041	-0,020	95	18,80	-0,0037	-0,018	96	19,00	-0,0033	-0,016
97	19,20	-0,0029	-0,014	98	19,40	-0,0025	-0,012	99	19,60	-0,0021	-0,010
100	19,80	-0,0017	-0,008	101	20,00	-0,0013	-0,007	102			

Sollecitazioni

Simbologia adottata

- Nr. Identificativo sezione
 Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso (in [m])
 N sforzo normale espresso in [kg]
 T taglio espresso in [kg]

M momento espresso in [kgm]

Combinazione n° 1

n°	Y	M	T	N	n°	Y	M	T	N
	[m]	[kgm]	[kg]	[kg]		[m]	[kgm]	[kg]	[kg]
1	0,00	228582,39	93028,92	780000,00	2	0,00	209976,60	89093,41	780565,49
3	0,40	192157,92	85177,16	781130,97	4	0,40	175122,49	81291,67	781696,46
5	0,80	158864,15	77447,46	782261,95	6	0,80	143374,66	73654,05	782827,43
7	1,20	128643,85	69920,03	783392,92	8	1,20	114659,85	66253,12	783958,41
9	1,60	101409,22	62660,20	784523,89	10	1,60	88877,18	59147,36	785089,38
11	2,00	77047,71	55719,91	785654,87	12	2,00	65903,73	52382,50	786220,35
13	2,40	55427,23	49139,06	786785,84	14	2,40	45599,41	45992,94	787351,33
15	2,80	36400,83	42946,86	787916,81	16	2,80	27811,46	40003,02	788482,30
17	3,20	19810,85	37163,08	789047,79	18	3,20	12378,24	34428,24	789613,27
19	3,60	5492,59	31799,25	790178,76	20	3,60	-867,26	29276,44	790744,25
21	4,00	-6722,55	26859,77	791309,73	22	4,00	-12094,50	24548,83	791875,22
23	4,40	-17004,27	22342,91	792440,71	24	4,40	-21472,85	20240,99	793006,19
25	4,80	-25521,05	18241,79	793571,68	26	4,80	-29169,41	16343,78	794137,17
27	5,20	-32438,16	14545,22	794702,65	28	5,20	-35347,21	12844,18	795268,14
29	5,60	-37916,04	11238,53	795833,63	30	5,60	-40163,75	9726,00	796399,11
31	6,00	-42108,95	8304,21	796964,60	32	6,00	-43769,79	6970,61	797530,09
33	6,40	-45163,91	5722,60	798095,57	34	6,40	-46308,43	4557,47	798661,06
35	6,80	-47219,93	3472,45	799226,55	36	6,80	-47914,42	2464,71	799792,03
37	7,20	-48407,36	1531,38	800357,52	38	7,20	-48713,63	669,57	800923,01
39	7,60	-48847,55	-123,65	801488,49	40	7,60	-48822,82	-851,19	802053,98
41	8,00	-48652,58	-1515,99	802619,47	42	8,00	-48349,38	-2120,95	803184,95
43	8,40	-47925,19	-2668,97	803750,44	44	8,40	-47391,40	-3162,93	804315,93
45	8,80	-46758,81	-3605,65	804881,41	46	8,80	-46037,68	-3999,95	805446,90
47	9,20	-45237,69	-4348,57	806012,39	48	9,20	-44367,98	-4654,23	806577,87
49	9,60	-43437,13	-5317,62	805453,03	50	9,60	-42373,61	-5886,76	802595,76
51	10,00	-41196,26	-6367,98	799682,39	52	10,00	-39922,66	-6767,45	796712,91
53	10,40	-38569,17	-7091,16	793687,31	54	10,40	-37150,94	-7344,88	790605,61
55	10,80	-35681,96	-7534,17	787467,79	56	10,80	-34175,13	-7664,37	784273,86
57	11,20	-32642,26	-7740,61	781023,82	58	11,20	-31094,14	-7767,77	777717,68
59	11,60	-29540,58	-7750,51	774355,42	60	11,60	-27990,48	-7693,25	770937,05
61	12,00	-26451,83	-7600,20	767462,57	62	12,00	-24931,79	-7475,30	763931,98
63	12,40	-23436,73	-7322,30	760345,27	64	12,40	-21972,27	-7144,71	756702,46
65	12,80	-20543,33	-6945,82	753003,54	66	12,80	-19154,16	-6728,70	749248,51
67	13,20	-17808,42	-6496,23	745437,36	68	13,20	-16509,18	-6251,08	741570,11
69	13,60	-15258,96	-5995,72	736763,88	70	13,60	-14059,82	-5732,44	730999,11
71	14,00	-12913,33	-5463,34	725152,12	72	14,00	-11820,66	-5190,36	719222,93
73	14,40	-10782,59	-4915,27	713211,52	74	14,40	-9799,54	-4639,69	707117,90
75	14,80	-8871,60	-4365,09	700942,07	76	14,80	-7998,58	-4092,80	694684,03
77	15,20	-7180,02	-3824,01	688343,78	78	15,20	-6415,22	-3559,81	681921,31
79	15,60	-5703,26	-3301,16	675416,64	80	15,60	-5043,02	-3048,90	668829,76
81	16,00	-4433,24	-2803,81	662160,66	82	16,00	-3872,48	-2566,54	655409,35
83	16,40	-3359,17	-2337,67	648575,83	84	16,40	-2891,64	-2117,72	641660,10
85	16,80	-2468,10	-1907,11	634662,16	86	16,80	-2086,67	-1706,21	627582,01
87	17,20	-1745,43	-1515,34	620419,64	88	17,20	-1442,36	-1334,76	613175,07
89	17,60	-1175,41	-1164,69	605848,28	90	17,60	-942,47	-1005,30	598439,29
91	18,00	-741,41	-856,74	590948,08	92	18,00	-570,06	-719,12	583374,66
93	18,40	-426,24	-592,52	575719,03	94	18,40	-307,74	-477,01	567981,19
95	18,80	-212,33	-372,64	560161,13	96	18,80	-137,81	-279,43	552258,87
97	19,20	-81,92	-197,41	544274,39	98	19,20	-42,44	-126,60	536207,71
99	19,60	-17,12	-66,99	528058,81	100	19,60	-3,72	-18,59	519827,70
101	20,00	0,00	-18,59	511514,38	102				

Combinazione n° 2

n°	Y	M	T	N	n°	Y	M	T	N
	[m]	[kgm]	[kg]	[kg]		[m]	[kgm]	[kg]	[kg]
1	0,00	120306,52	48962,59	560000,00	2	0,00	110514,00	46891,27	560565,49
3	0,40	101135,75	44830,08	561130,97	4	0,40	92169,73	42785,09	561696,46
5	0,80	83612,71	40761,82	562261,95	6	0,80	75460,35	38765,29	562827,43
7	1,20	67707,29	36800,02	563392,92	8	1,20	60347,29	34870,06	563958,41
9	1,60	53373,27	32979,06	564523,89	10	1,60	46777,46	31130,19	565089,38
11	2,00	40551,43	29326,27	565654,87	12	2,00	34686,17	27569,74	566220,35
13	2,40	29172,22	25862,66	566785,84	14	2,40	23999,69	24206,81	567351,33
15	2,80	19158,33	22603,61	567916,81	16	2,80	14637,61	21054,22	568482,30



n°	Y [m]	M [kgm]	T [kg]	N [kg]	n°	Y [m]	M [kgm]	T [kg]	N [kg]
17	3,20	10426,76	19559,52	569047,79	18	3,20	6514,86	18120,13	569613,27
19	3,60	2890,84	16736,45	570178,76	20	3,60	-456,45	15408,65	570744,25
21	4,00	-3538,18	14136,72	571309,73	22	4,00	-6365,53	12920,44	571875,22
23	4,40	-8949,62	11759,43	572440,71	24	4,40	-11301,50	10653,15	573006,19
25	4,80	-13432,13	9600,94	573571,68	26	4,80	-15352,32	8601,99	574137,17
27	5,20	-17072,72	7655,38	574702,65	28	5,20	-18603,79	6760,09	575268,14
29	5,60	-19955,81	5915,01	575833,63	30	5,60	-21138,81	5118,95	576399,11
31	6,00	-22162,60	4370,63	576964,60	32	6,00	-23036,73	3668,74	577530,09
33	6,40	-23770,48	3011,90	578095,57	34	6,40	-24372,86	2398,67	578661,06
35	6,80	-24852,59	1827,61	579226,55	36	6,80	-25218,11	1297,22	579792,03
37	7,20	-25477,56	805,99	580357,52	38	7,20	-25638,76	352,40	580923,01
39	7,60	-25709,24	-65,08	581488,49	40	7,60	-25696,22	-448,00	582053,98
41	8,00	-25606,62	-797,89	582619,47	42	8,00	-25447,04	-1116,29	583184,95
43	8,40	-25223,79	-1404,72	583750,44	44	8,40	-24942,84	-1664,70	584315,93
45	8,80	-24609,90	-1897,71	584881,41	46	8,80	-24230,36	-2105,24	585446,90
47	9,20	-23809,31	-2288,72	586012,39	48	9,20	-23351,57	-2449,60	586577,87
49	9,60	-22861,65	-2798,75	585897,56	50	9,60	-22301,90	-3098,29	583940,43
51	10,00	-21682,24	-3351,57	581941,95	52	10,00	-21011,93	-3561,82	579902,11
53	10,40	-20299,56	-3732,19	577820,91	54	10,40	-19553,13	-3865,72	575698,37
55	10,80	-18779,98	-3965,35	573534,46	56	10,80	-17986,91	-4033,88	571329,21
57	11,20	-17180,13	-4074,00	569082,60	58	11,20	-16365,33	-4088,30	566794,63
59	11,60	-15547,67	-4079,21	564465,31	60	11,60	-14731,83	-4049,08	562094,64
61	12,00	-13922,02	-4000,10	559682,61	62	12,00	-13121,99	-3934,37	557229,23
63	12,40	-12335,12	-3853,84	554734,49	64	12,40	-11564,35	-3760,37	552198,40
65	12,80	-10812,28	-3655,69	549620,95	66	12,80	-10081,14	-3541,42	547002,15
67	13,20	-9372,85	-3419,07	544342,00	68	13,20	-8689,04	-3290,04	541640,49
69	13,60	-8031,03	-3155,64	538246,94	70	13,60	-7399,90	-3017,07	534146,93
71	14,00	-6796,49	-2875,44	529986,33	72	14,00	-6221,40	-2731,77	525765,14
73	14,40	-5675,05	-2586,98	521483,36	74	14,40	-5157,65	-2441,94	517140,99
75	14,80	-4669,26	-2297,42	512738,03	76	14,80	-4209,78	-2154,10	508274,48
77	15,20	-3778,96	-2012,64	503750,33	78	15,20	-3376,43	-1873,58	499165,60
79	15,60	-3001,71	-1737,45	494520,27	80	15,60	-2654,22	-1604,69	489814,35
81	16,00	-2333,29	-1475,69	485047,85	82	16,00	-2038,15	-1350,81	480220,75
83	16,40	-1767,99	-1230,35	475333,06	84	16,40	-1521,92	-1114,59	470384,78
85	16,80	-1299,00	-1003,74	465375,91	86	16,80	-1098,25	-898,00	460306,45
87	17,20	-918,65	-797,55	455176,39	88	17,20	-759,14	-702,51	449985,75
89	17,60	-618,64	-613,00	444734,52	90	17,60	-496,04	-529,11	439422,69
91	18,00	-390,22	-450,92	434050,28	92	18,00	-300,03	-378,48	428617,27
93	18,40	-224,34	-311,85	423123,67	94	18,40	-161,97	-251,06	417569,48
95	18,80	-111,75	-196,13	411954,70	96	18,80	-72,53	-147,07	406279,33
97	19,20	-43,12	-103,90	400543,37	98	19,20	-22,33	-66,63	394746,82
99	19,60	-9,01	-35,26	388889,68	100	19,60	-1,96	-9,79	382971,94
101	20,00	0,00	-9,79	376993,62	102				

Combinazione n° 3

n°	Y [m]	M [kgm]	T [kg]	N [kg]	n°	Y [m]	M [kgm]	T [kg]	N [kg]
1	0,00	96245,21	39170,07	420000,00	2	0,00	88411,20	37513,01	420565,49
3	0,40	80908,60	35864,07	421130,97	4	0,40	73735,78	34228,07	421696,46
5	0,80	66890,17	32609,46	422261,95	6	0,80	60368,28	31012,23	422827,43
7	1,20	54165,83	29440,01	423392,92	8	1,20	48277,83	27896,05	423958,41
9	1,60	42698,62	26383,24	424523,89	10	1,60	37421,97	24904,15	425089,38
11	2,00	32441,14	23461,02	425654,87	12	2,00	27748,94	22055,79	426220,35
13	2,40	23337,78	20690,13	426785,84	14	2,40	19199,75	19365,45	427351,33
15	2,80	15326,66	18082,89	427916,81	16	2,80	11710,09	16843,37	428482,30
17	3,20	8341,41	15647,61	429047,79	18	3,20	5211,89	14496,10	429613,27
19	3,60	2312,67	13389,16	430178,76	20	3,60	-365,16	12326,92	430744,25
21	4,00	-2830,55	11309,38	431309,73	22	4,00	-5092,42	10336,35	431875,22
23	4,40	-7159,69	9407,54	432440,71	24	4,40	-9041,20	8522,52	433006,19
25	4,80	-10745,71	7680,75	433571,68	26	4,80	-12281,86	6881,59	434137,17
27	5,20	-13658,17	6124,30	434702,65	28	5,20	-14883,03	5408,07	435268,14
29	5,60	-15964,65	4732,01	435833,63	30	5,60	-16911,05	4095,16	436399,11
31	6,00	-17730,08	3496,51	436964,60	32	6,00	-18429,39	2934,99	437530,09
33	6,40	-19016,38	2409,52	438095,57	34	6,40	-19498,29	1918,94	438661,06
35	6,80	-19882,07	1462,08	439226,55	36	6,80	-20174,49	1037,77	439792,03
37	7,20	-20382,05	644,79	440357,52	38	7,20	-20511,00	281,92	440923,01
39	7,60	-20567,39	-52,06	441488,49	40	7,60	-20556,98	-358,40	442053,98
41	8,00	-20485,30	-638,31	442619,47	42	8,00	-20357,63	-893,03	443184,95
43	8,40	-20179,03	-1123,78	443750,44	44	8,40	-19954,27	-1331,76	444315,93

n°	Y	M	T	N	n°	Y	M	T	N
	[m]	[kgm]	[kg]	[kg]		[m]	[kgm]	[kg]	[kg]
45	8,80	-19687,92	-1518,17	444881,41	46	8,80	-19384,29	-1684,19	445446,90
47	9,20	-19047,45	-1830,98	446012,39	48	9,20	-18681,25	-1959,68	446577,87
49	9,60	-18289,32	-2239,00	446180,44	50	9,60	-17841,52	-2478,63	444796,13
51	10,00	-17345,79	-2681,25	443379,84	52	10,00	-16809,54	-2849,45	441931,60
53	10,40	-16239,65	-2985,75	440451,39	54	10,40	-15642,50	-3092,58	438939,21
55	10,80	-15023,98	-3172,28	437395,07	56	10,80	-14389,53	-3227,10	435818,97
57	11,20	-13744,11	-3259,20	434210,90	58	11,20	-13092,27	-3270,64	432570,87
59	11,60	-12438,14	-3263,37	430898,88	60	11,60	-11785,47	-3239,26	429194,92
61	12,00	-11137,61	-3200,08	427459,00	62	12,00	-10497,60	-3147,50	425691,11
63	12,40	-9868,10	-3083,07	423891,26	64	12,40	-9251,48	-3008,30	422059,45
65	12,80	-8649,82	-2924,55	420195,67	66	12,80	-8064,91	-2833,14	418299,93
67	13,20	-7498,28	-2735,26	416372,22	68	13,20	-6951,23	-2632,03	414412,55
69	13,60	-6424,83	-2524,51	411917,98	70	13,60	-5919,92	-2413,66	408877,37
71	14,00	-5437,19	-2300,35	405789,93	72	14,00	-4977,12	-2185,41	402655,65
73	14,40	-4540,04	-2069,59	399474,54	74	14,40	-4126,12	-1953,55	396246,60
75	14,80	-3735,41	-1837,93	392971,82	76	14,80	-3367,82	-1723,28	389650,22
77	15,20	-3023,17	-1610,11	386281,78	78	15,20	-2701,14	-1498,87	382866,50
79	15,60	-2401,37	-1389,96	379404,40	80	15,60	-2123,38	-1283,75	375895,46
81	16,00	-1866,63	-1180,55	372339,69	82	16,00	-1630,52	-1080,65	368737,09
83	16,40	-1414,39	-984,28	365087,66	84	16,40	-1217,53	-891,67	361391,39
85	16,80	-1039,20	-802,99	357648,29	86	16,80	-878,60	-718,40	353858,36
87	17,20	-734,92	-638,04	350021,60	88	17,20	-607,31	-562,00	346138,00
89	17,60	-494,91	-490,40	342207,57	90	17,60	-396,83	-423,29	338230,31
91	18,00	-312,17	-360,73	334206,22	92	18,00	-240,03	-302,79	330135,29
93	18,40	-179,47	-249,48	326017,53	94	18,40	-129,57	-200,85	321852,94
95	18,80	-89,40	-156,90	317641,52	96	18,80	-58,02	-117,66	313383,26
97	19,20	-34,49	-83,12	309078,18	98	19,20	-17,87	-53,30	304726,26
99	19,60	-7,21	-28,21	300327,50	100	19,60	-1,57	-7,83	295881,92
101	20,00	0,00	-7,83	291389,50	102				

Sollecitazioni limiti

Simbologia adottata

- Nr. Identificativo sezione
- Y ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso (in [m])
- Nr sforzo normale espresso in [kg]
- Tr taglio espresso in [kg]
- Mr momento espresso in [kgm]

n°	Y	Mr	Tr	Nr	n°	Y	Mr	Tr	Nr
	[m]	[kgm]	[kg]	[kg]		[m]	[kgm]	[kg]	[kg]
1	0,00	314605,11	130777,05	1287552,68	2	0,00	314605,11	130777,05	1287552,68
3	0,40	264481,67	117253,26	1287552,68	4	0,40	264481,67	117253,26	1287552,68
5	0,80	218650,23	106611,47	1287552,68	6	0,80	218650,23	106611,47	1287552,68
7	1,20	177050,14	96248,33	1287552,68	8	1,20	177050,14	96248,33	1287552,68
9	1,60	139560,45	86253,74	1287552,68	10	1,60	139560,45	86253,74	1287552,68
11	2,00	106026,17	76699,19	1287552,68	12	2,00	106026,17	76699,19	1287552,68
13	2,40	76265,39	67639,59	1287552,68	14	2,40	76265,39	67639,59	1287552,68
15	2,80	50075,78	59115,13	1287552,68	16	2,80	50075,78	59115,13	1287552,68
17	3,20	27240,25	51153,01	1287552,68	18	3,20	27240,25	51153,01	1287552,68
19	3,60	7532,01	43769,09	1287552,68	20	3,60	7532,01	43769,09	1287552,68
21	4,00	-9281,04	36969,40	1287552,68	22	4,00	-9281,04	36969,40	1287552,68
23	4,40	-23432,56	30751,56	1287552,68	24	4,40	-23432,56	30751,56	1287552,68
25	4,80	-35154,50	25106,08	1287552,68	26	4,80	-35154,50	25106,08	1287552,68
27	5,20	-44674,39	20017,56	1287552,68	28	5,20	-44674,39	20017,56	1287552,68
29	5,60	-52213,10	15465,77	1287552,68	30	5,60	-52213,10	15465,77	1287552,68
31	6,00	-57983,00	11426,61	1287552,68	32	6,00	-57983,00	11426,61	1287552,68
33	6,40	-62186,50	7873,01	1287552,68	34	6,40	-62186,50	7873,01	1287552,68
35	6,80	-65014,95	4775,71	1287552,68	36	6,80	-65014,95	4775,71	1287552,68
37	7,20	-66647,81	2103,89	1287552,68	38	7,20	-66647,81	2103,89	1287552,68
39	7,60	-67252,11	-174,16	1287552,68	40	7,60	-67252,11	-174,16	1287552,68
41	8,00	-66982,17	-2090,61	1287552,68	42	8,00	-66982,17	-2090,61	1287552,68
43	8,40	-65979,39	-3677,56	1287552,68	44	8,40	-65979,39	-3677,56	1287552,68
45	8,80	-64372,39	-4966,76	1287552,68	46	8,80	-64372,39	-4966,76	1287552,68

n°	Y	Mr	Tr	Nr	n°	Y	Mr	Tr	Nr
	[m]	[kgm]	[kg]	[kg]		[m]	[kgm]	[kg]	[kg]
47	9,20	-62277,15	-5989,25	1287552,68	48	9,20	-62277,15	-5989,25	1287552,68
49	9,60	-59797,32	-7322,89	1282327,82	50	9,60	-59797,32	-7322,89	1282327,82
51	10,00	-56711,52	-8768,35	1271619,02	52	10,00	-56711,52	-8768,35	1271619,02
53	10,40	-53094,24	-9763,46	1260564,77	54	10,40	-53094,24	-9763,46	1260564,77
55	10,80	-49119,04	-10372,92	1249165,08	56	10,80	-49119,04	-10372,92	1249165,08
57	11,20	-44934,05	-10656,77	1237419,95	58	11,20	-44934,05	-10656,77	1237419,95
59	11,60	-40663,90	-10670,11	1225329,37	60	11,60	-40663,90	-10670,11	1225329,37
61	12,00	-36411,64	-10462,93	1212893,34	62	12,00	-36411,64	-10462,93	1212893,34
63	12,40	-32260,88	-10080,16	1200111,87	64	12,40	-32260,88	-10080,16	1200111,87
65	12,80	-28277,73	-9561,71	1186984,96	66	12,80	-28277,73	-9561,71	1186984,96
67	13,20	-24512,84	-8942,66	1173512,60	68	13,20	-24512,84	-8942,66	1173512,60
69	13,60	-21003,28	-8253,52	1156967,08	70	13,60	-21003,28	-8253,52	1156967,08
71	14,00	-17774,37	-7520,54	1137227,89	72	14,00	-17774,37	-7520,54	1137227,89
73	14,40	-14841,32	-6765,99	1116982,58	74	14,40	-14841,32	-6765,99	1116982,58
75	14,80	-12210,80	-6008,56	1096231,12	76	14,80	-12210,80	-6008,56	1096231,12
77	15,20	-9882,35	-5263,67	1074973,54	78	15,20	-9882,35	-5263,67	1074973,54
79	15,60	-7849,62	-4543,89	1053209,82	80	15,60	-7849,62	-4543,89	1053209,82
81	16,00	-6101,52	-3859,23	1030939,97	82	16,00	-6101,52	-3859,23	1030939,97
83	16,40	-4623,15	-3217,56	1008163,99	84	16,40	-4623,15	-3217,56	1008163,99
85	16,80	-3396,68	-2624,86	984881,87	86	16,80	-3396,68	-2624,86	984881,87
87	17,20	-2402,05	-2085,58	961093,62	88	17,20	-2402,05	-2085,58	961093,62
89	17,60	-1617,53	-1602,92	936799,24	90	17,60	-1617,53	-1602,92	936799,24
91	18,00	-1020,24	-1179,05	911998,72	92	18,00	-1020,24	-1179,05	911998,72
93	18,40	-586,50	-815,38	886692,07	94	18,40	-586,50	-815,38	886692,07
95	18,80	-292,15	-512,75	860879,29	96	18,80	-292,15	-512,75	860879,29
97	19,20	-112,70	-271,61	834560,38	98	19,20	-112,70	-271,61	834560,38
99	19,60	-23,54	-92,15	807735,33	100	19,60	-23,54	-92,15	807735,33
101	20,00	0,00	-25,57	0,00	102				

Descrizione armature

Il progetto e la verifica delle armature sono stati effettuati con il metodo degli stati limite ultimi.

Nei primi 12,00 [m] l'armatura longitudinale è costituita da 28 $\varnothing 30$ mentre l'armatura trasversale è costituita da staffe $\varnothing 12 / 10$ [cm].

A partire dalla quota di 12,00 [m] l'armatura longitudinale è costituita da 28 $\varnothing 24$ mentre l'armatura trasversale è costituita da staffe $\varnothing 10 / 20$ [cm].

Verifica armature pali

Simbologia adottata

Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso espressa in [m]
CS	coefficiente di sicurezza
M	momento agente, espresso in [kgm]
N	sforzo normale agente, espresso in [kg]
Mu	momento ultimo, espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo, espresso in [kg]
T	taglio agente, espresso in [kg]
V _{Rd}	taglio resistente, espresso in [kg]

Verifiche a presso-flessione

Combinazione n° 1

Y [m]	Ar [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mu [kgm]	Nu [kg]	CS
0,00	197,92	228582	780000	346345	1181846	1.52
0,20	197,92	209977	780565	336217	1249849	1.60
0,40	197,92	192158	781131	324042	1317244	1.69
0,60	197,92	175122	781696	311081	1388578	1.78
0,80	197,92	158864	782262	296860	1461766	1.87
1,00	197,92	143375	782827	280960	1534043	1.96
1,20	197,92	128644	783393	264255	1609214	2.05
1,40	197,92	114660	783958	245857	1680989	2.14
1,60	197,92	101409	784524	226865	1755081	2.24
1,80	197,92	88877	785089	206414	1823342	2.32
2,00	197,92	77048	785655	185580	1892359	2.41
2,20	197,92	65904	786220	164108	1957775	2.49
2,40	197,92	55427	786786	142521	2023075	2.57
2,60	197,92	45599	787351	120647	2083172	2.65
2,80	197,92	36401	787917	96240	2083172	2.64
3,00	197,92	27811	788482	73478	2083172	2.64
3,20	197,92	19811	789048	52303	2083172	2.64
3,40	197,92	12378	789613	32656	2083172	2.64
3,60	197,92	5493	790179	14480	2083172	2.64
3,80	197,92	-867	790744	2285	2083172	2.63
4,00	197,92	-6723	791310	17698	2083172	2.63
4,20	197,92	-12095	791875	31817	2083172	2.63
4,40	197,92	-17004	792441	44701	2083172	2.63
4,60	197,92	-21473	793006	56408	2083172	2.63
4,80	197,92	-25521	793572	66994	2083172	2.63
5,00	197,92	-29169	794137	76517	2083172	2.62
5,20	197,92	-32438	794703	85031	2083172	2.62
5,40	197,92	-35347	795268	92591	2083172	2.62
5,60	197,92	-37916	795834	99249	2083172	2.62
5,80	197,92	-40164	796399	105058	2083172	2.62
6,00	197,92	-42109	796965	110068	2083172	2.61
6,20	197,92	-43770	797530	114328	2083172	2.61
6,40	197,92	-45164	798096	117886	2083172	2.61
6,60	197,92	-46308	798661	120788	2083172	2.61
6,80	197,92	-47220	799227	122976	2081439	2.60
7,00	197,92	-47914	799792	124435	2077081	2.60
7,20	197,92	-48407	800358	125444	2074068	2.59
7,40	197,92	-48714	800923	126040	2072287	2.59
7,60	197,92	-48848	801488	126258	2071637	2.58
7,80	197,92	-48823	802054	126129	2072024	2.58
8,00	197,92	-48653	802619	125681	2073359	2.58
8,20	197,92	-48349	803185	124943	2075564	2.58
8,40	197,92	-47925	803750	123938	2078564	2.59
8,60	197,92	-47391	804316	122691	2082288	2.59
8,80	197,92	-46759	804881	121020	2083172	2.59
9,00	197,92	-46038	805447	119070	2083172	2.59
9,20	197,92	-45238	806012	116919	2083172	2.58
9,40	197,92	-44368	806578	114590	2083172	2.58
9,60	197,92	-43437	805453	112343	2083172	2.59
9,80	197,92	-42374	802596	109983	2083172	2.60
10,00	197,92	-41196	799682	107316	2083172	2.60
10,20	197,92	-39923	796713	104386	2083172	2.61
10,40	197,92	-38569	793687	101232	2083172	2.62
10,60	197,92	-37151	790606	97889	2083172	2.63
10,80	197,92	-35682	787468	94393	2083172	2.65
11,00	197,92	-34175	784274	90775	2083172	2.66
11,20	197,92	-32642	781024	87064	2083172	2.67
11,40	197,92	-31094	777718	83288	2083172	2.68
11,60	197,92	-29541	774355	79470	2083172	2.69
11,80	197,92	-27990	770937	75634	2083172	2.70
12,00	126,67	-26452	767463	71800	2083172	2.71
12,20	126,67	-24932	763932	58708	1798870	2.35
12,40	126,67	-23437	760345	55448	1798870	2.37
12,60	126,67	-21972	756702	52234	1798870	2.38
12,80	126,67	-20543	753004	49076	1798870	2.39
13,00	126,67	-19154	749249	45987	1798870	2.40
13,20	126,67	-17808	745437	42975	1798870	2.41



Y	Ar	M	N	Mu	Nu	CS
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
13,40	126,67	-16509	741570	40047	1798870	2.43
13,60	126,67	-15259	736764	37256	1798870	2.44
13,80	126,67	-14060	730999	34599	1798870	2.46
14,00	126,67	-12913	725152	32034	1798870	2.48
14,20	126,67	-11821	719223	29565	1798870	2.50
14,40	126,67	-10783	713212	27196	1798870	2.52
14,60	126,67	-9800	707118	24929	1798870	2.54
14,80	126,67	-8872	700942	22768	1798870	2.57
15,00	126,67	-7999	694684	20712	1798870	2.59
15,20	126,67	-7180	688344	18764	1798870	2.61
15,40	126,67	-6415	681921	16923	1798870	2.64
15,60	126,67	-5703	675417	15190	1798870	2.66
15,80	126,67	-5043	668830	13564	1798870	2.69
16,00	126,67	-4433	662161	12044	1798870	2.72
16,20	126,67	-3872	655409	10629	1798870	2.74
16,40	126,67	-3359	648576	9317	1798870	2.77
16,60	126,67	-2892	641660	8107	1798870	2.80
16,80	126,67	-2468	634662	6996	1798870	2.83
17,00	126,67	-2087	627582	5981	1798870	2.87
17,20	126,67	-1745	620420	5061	1798870	2.90
17,40	126,67	-1442	613175	4231	1798870	2.93
17,60	126,67	-1175	605848	3490	1798870	2.97
17,80	126,67	-942	598439	2833	1798870	3.01
18,00	126,67	-741	590948	2257	1798870	3.04
18,20	126,67	-570	583375	1758	1798870	3.08
18,40	126,67	-426	575719	1332	1798870	3.12
18,60	126,67	-308	567981	975	1798870	3.17
18,80	126,67	-212	560161	682	1798870	3.21
19,00	126,67	-138	552259	449	1798870	3.26
19,20	126,67	-82	544274	271	1798870	3.31
19,40	126,67	-42	536208	142	1798870	3.35
19,60	126,67	-17	528059	58	1798870	3.41
19,80	126,67	-4	519828	13	1798870	3.46
20,00	126,67	0	511514	0	1798870	3.52

Combinazione n° 2

Y	Ar	M	N	Mu	Nu	CS
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
0,00	197,92	120307	560000	305231	1420781	2.54
0,20	197,92	110514	560565	292284	1482567	2.64
0,40	197,92	101136	561131	278502	1545213	2.75
0,60	197,92	92170	561696	264135	1609681	2.87
0,80	197,92	83613	562262	248464	1670820	2.97
1,00	197,92	75460	562827	232410	1733450	3.08
1,20	197,92	67707	563393	215491	1793101	3.18
1,40	197,92	60347	563958	198081	1851106	3.28
1,60	197,92	53373	564524	180405	1908125	3.38
1,80	197,92	46777	565089	162474	1962751	3.47
2,00	197,92	40551	565655	144590	2016897	3.57
2,20	197,92	34686	566220	126806	2070000	3.66
2,40	197,92	29172	566786	107220	2083172	3.68
2,60	197,92	24000	567351	88121	2083172	3.67
2,80	197,92	19158	567917	70275	2083172	3.67
3,00	197,92	14638	568482	53639	2083172	3.66
3,20	197,92	10427	569048	38170	2083172	3.66
3,40	197,92	6515	569613	23826	2083172	3.66
3,60	197,92	2891	570179	10562	2083172	3.65
3,80	197,92	-456	570744	1666	2083172	3.65
4,00	197,92	-3538	571310	12901	2083172	3.65
4,20	197,92	-6366	571875	23188	2083172	3.64
4,40	197,92	-8950	572441	32569	2083172	3.64
4,60	197,92	-11302	573006	41087	2083172	3.64
4,80	197,92	-13432	573572	48785	2083172	3.63
5,00	197,92	-15352	574137	55704	2083172	3.63
5,20	197,92	-17073	574703	61885	2083172	3.62
5,40	197,92	-18604	575268	67368	2083172	3.62
5,60	197,92	-19956	575834	72193	2083172	3.62
5,80	197,92	-21139	576399	76398	2083172	3.61
6,00	197,92	-22163	576965	80020	2083172	3.61



Y	Ar	M	N	Mu	Nu	CS
[m]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
6,20	197,92	-23037	577530	83094	2083172	3.61
6,40	197,92	-23770	578096	85657	2083172	3.60
6,60	197,92	-24373	578661	87742	2083172	3.60
6,80	197,92	-24853	579227	89382	2083172	3.60
7,00	197,92	-25218	579792	90608	2083172	3.59
7,20	197,92	-25478	580358	91451	2083172	3.59
7,40	197,92	-25639	580923	91940	2083172	3.59
7,60	197,92	-25709	581488	92103	2083172	3.58
7,80	197,92	-25696	582054	91967	2083172	3.58
8,00	197,92	-25607	582619	91557	2083172	3.58
8,20	197,92	-25447	583185	90898	2083172	3.57
8,40	197,92	-25224	583750	90014	2083172	3.57
8,60	197,92	-24943	584316	88925	2083172	3.57
8,80	197,92	-24610	584881	87653	2083172	3.56
9,00	197,92	-24230	585447	86218	2083172	3.56
9,20	197,92	-23809	586012	84638	2083172	3.55
9,40	197,92	-23352	586578	82931	2083172	3.55
9,60	197,92	-22862	585898	81285	2083172	3.56
9,80	197,92	-22302	583940	79561	2083172	3.57
10,00	197,92	-21682	581942	77616	2083172	3.58
10,20	197,92	-21012	579902	75481	2083172	3.59
10,40	197,92	-20300	577821	73184	2083172	3.61
10,60	197,92	-19553	575698	70753	2083172	3.62
10,80	197,92	-18780	573534	68212	2083172	3.63
11,00	197,92	-17987	571329	65584	2083172	3.65
11,20	197,92	-17180	569083	62889	2083172	3.66
11,40	197,92	-16365	566795	60148	2083172	3.68
11,60	197,92	-15548	564465	57379	2083172	3.69
11,80	197,92	-14732	562095	54597	2083172	3.71
12,00	126,67	-13922	559683	51819	2083172	3.72
12,20	126,67	-13122	557229	42361	1798870	3.23
12,40	126,67	-12335	554734	40000	1798870	3.24
12,60	126,67	-11564	552198	37673	1798870	3.26
12,80	126,67	-10812	549621	35388	1798870	3.27
13,00	126,67	-10081	547002	33153	1798870	3.29
13,20	126,67	-9373	544342	30974	1798870	3.30
13,40	126,67	-8689	541640	28858	1798870	3.32
13,60	126,67	-8031	538247	26840	1798870	3.34
13,80	126,67	-7400	534147	24921	1798870	3.37
14,00	126,67	-6796	529986	23069	1798870	3.39
14,20	126,67	-6221	525765	21286	1798870	3.42
14,40	126,67	-5675	521483	19576	1798870	3.45
14,60	126,67	-5158	517141	17941	1798870	3.48
14,80	126,67	-4669	512738	16381	1798870	3.51
15,00	126,67	-4210	508274	14899	1798870	3.54
15,20	126,67	-3779	503750	13494	1798870	3.57
15,40	126,67	-3376	499166	12168	1798870	3.60
15,60	126,67	-3002	494520	10919	1798870	3.64
15,80	126,67	-2654	489814	9748	1798870	3.67
16,00	126,67	-2333	485048	8653	1798870	3.71
16,20	126,67	-2038	480221	7635	1798870	3.75
16,40	126,67	-1768	475333	6691	1798870	3.78
16,60	126,67	-1522	470385	5820	1798870	3.82
16,80	126,67	-1299	465376	5021	1798870	3.87
17,00	126,67	-1098	460306	4292	1798870	3.91
17,20	126,67	-919	455176	3631	1798870	3.95
17,40	126,67	-759	449986	3035	1798870	4.00
17,60	126,67	-619	444735	2502	1798870	4.04
17,80	126,67	-496	439423	2031	1798870	4.09
18,00	126,67	-390	434050	1617	1798870	4.14
18,20	126,67	-300	428617	1259	1798870	4.20
18,40	126,67	-224	423124	954	1798870	4.25
18,60	126,67	-162	417569	698	1798870	4.31
18,80	126,67	-112	411955	488	1798870	4.37
19,00	126,67	-73	406279	321	1798870	4.43
19,20	126,67	-43	400543	194	1798870	4.49
19,40	126,67	-22	394747	102	1798870	4.56
19,60	126,67	-9	388890	42	1798870	4.63
19,80	126,67	-2	382972	9	1798870	4.70
20,00	126,67	0	376994	0	1798870	4.77

Verifiche a taglio

Combinazione n° 1

Y	cotà	T	V _{rad}	V _{rad}	V _{rad}	CS
[m]		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
0,00	1.78	93029	108601	108526	108526	1.17
0,20	1.78	89093	108444	108368	108368	1.22
0,40	1.78	85177	108286	108211	108211	1.27
0,60	1.78	81292	108128	108053	108053	1.33
0,80	1.77	77447	107970	107895	107895	1.39
1,00	1.77	73654	107812	107737	107737	1.46
1,20	1.77	69920	107654	107579	107579	1.54
1,40	1.77	66253	107495	107420	107420	1.62
1,60	1.76	62660	107336	107261	107261	1.71
1,80	1.76	59147	107177	107102	107102	1.81
2,00	1.76	55720	107017	106943	106943	1.92
2,20	1.76	52382	106858	106784	106784	2.04
2,40	1.75	49139	106698	106624	106624	2.17
2,60	1.75	45993	106538	106464	106464	2.31
2,80	1.75	42947	106377	106303	106303	2.48
3,00	1.75	40003	106217	106143	106143	2.65
3,20	1.74	37163	106056	105982	105982	2.85
3,40	1.74	34428	105895	105821	105821	3.07
3,60	1.74	31799	105733	105660	105660	3.32
3,80	1.74	29276	105572	105499	105499	3.60
4,00	1.73	26860	105410	105337	105337	3.92
4,20	1.73	24549	105248	105175	105175	4.28
4,40	1.73	22343	105086	105013	105013	4.70
4,60	1.72	20241	104923	104850	104850	5.18
4,80	1.72	18242	104760	104687	104687	5.74
5,00	1.72	16344	104597	104524	104524	6.40
5,20	1.72	14545	104434	104361	104361	7.17
5,40	1.71	12844	104270	104198	104198	8.11
5,60	1.71	11239	104106	104034	104034	9.26
5,80	1.71	9726	103942	103870	103870	10.68
6,00	1.71	8304	103778	103706	103706	12.49
6,20	1.70	6971	103613	103541	103541	14.85
6,40	1.70	5723	103448	103376	103376	18.06
6,60	1.70	4557	103283	103211	103211	22.65
6,80	1.69	3472	103117	103046	103046	29.68
7,00	1.69	2465	102952	102880	102880	41.74
7,20	1.69	1531	102786	102714	102714	67.07
7,40	1.69	670	102620	102548	102548	153.16
7,60	1.68	-124	102453	102382	102382	828.01
7,80	1.68	-851	102286	102215	102215	120.08
8,00	1.68	-1516	102119	102048	102048	67.31
8,20	1.68	-2121	101952	101881	101881	48.04
8,40	1.67	-2669	101784	101714	101714	38.11
8,60	1.67	-3163	101616	101546	101546	32.11
8,80	1.67	-3606	101448	101378	101378	28.12
9,00	1.66	-4000	101280	101210	101210	25.30
9,20	1.66	-4349	101111	101041	101041	23.24
9,40	1.66	-4654	100942	100872	100872	21.67
9,60	1.66	-5318	101278	101208	101208	19.03
9,80	1.68	-5887	102126	102055	102055	17.34
10,00	1.69	-6368	102984	102912	102912	16.16
10,20	1.71	-6767	103851	103779	103779	15.33
10,40	1.72	-7091	104727	104654	104654	14.76
10,60	1.74	-7345	105611	105538	105538	14.37
10,80	1.75	-7534	106505	106431	106431	14.13
11,00	1.77	-7664	107406	107332	107332	14.00
11,20	1.78	-7741	108316	108241	108241	13.98
11,40	1.80	-7768	109234	109158	109158	14.05
11,60	1.81	-7751	110159	110083	110083	14.20
11,80	1.83	-7693	111092	111015	111015	14.43
12,00	1.84	-7600	112032	111954	111954	14.73
12,20	2.50	-7475	93322	52779	52779	7.06
12,40	2.50	-7322	94549	52779	52779	7.21
12,60	2.50	-7145	95796	52779	52779	7.39
12,80	2.50	-6946	97062	52779	52779	7.60
13,00	2.50	-6729	98347	52779	52779	7.84
13,20	2.50	-6496	99651	52779	52779	8.12



Y [m]	cotθ	T [kg]	V _{red} [kg]	V _{red} [kg]	V _{red} [kg]	CS
13,40	2.50	-6251	100974	52779	52779	8.44
13,60	2.50	-5996	102619	52779	52779	8.80
13,80	2.50	-5732	104592	52779	52779	9.21
14,00	2.50	-5463	106593	52779	52779	9.66
14,20	2.50	-5190	108622	52779	52779	10.17
14,40	2.50	-4915	110679	52779	52779	10.74
14,60	2.50	-4640	112764	52779	52779	11.38
14,80	2.50	-4365	114878	52779	52779	12.09
15,00	2.50	-4093	117019	52779	52779	12.90
15,20	2.50	-3824	119189	52779	52779	13.80
15,40	2.50	-3560	121387	52779	52779	14.83
15,60	2.50	-3301	123613	52779	52779	15.99
15,80	2.50	-3049	125867	52779	52779	17.31
16,00	2.50	-2804	128149	52779	52779	18.82
16,20	2.50	-2567	130460	52779	52779	20.56
16,40	2.50	-2338	132798	52779	52779	22.58
16,60	2.50	-2118	135165	52779	52779	24.92
16,80	2.50	-1907	137560	52779	52779	27.68
17,00	2.50	-1706	139982	52779	52779	30.93
17,20	2.50	-1515	142433	52779	52779	34.83
17,40	2.50	-1335	144913	52779	52779	39.54
17,60	2.50	-1165	147420	52779	52779	45.32
17,80	2.50	-1005	149955	52779	52779	52.50
18,00	2.50	-857	152519	52779	52779	61.60
18,20	2.50	-719	155111	52779	52779	73.39
18,40	2.50	-593	157731	52779	52779	89.08
18,60	2.50	-477	160379	52779	52779	110.65
18,80	2.50	-373	163055	52779	52779	141.64
19,00	2.50	-279	165759	52779	52779	188.88
19,20	2.50	-197	168491	52779	52779	267.35
19,40	2.50	-127	171252	52779	52779	416.90
19,60	2.50	-67	174040	52779	52779	787.87
19,80	2.50	-19	176857	52779	52779	2838.70
20,00	2.50	-19	177374	52779	52779	2838.70

Combinazione n° 2

Y [m]	cotθ	T [kg]	V _{red} [kg]	V _{red} [kg]	V _{red} [kg]	CS
0,00	2.50	48963	163110	152004	152004	3.10
0,20	2.50	46891	162916	152004	152004	3.24
0,40	2.50	44830	162723	152004	152004	3.39
0,60	2.50	42785	162529	152004	152004	3.55
0,80	2.50	40762	162336	152004	152004	3.73
1,00	2.50	38765	162142	152004	152004	3.92
1,20	2.50	36800	161949	152004	152004	4.13
1,40	2.50	34870	161755	152004	152004	4.36
1,60	2.50	32979	161562	152004	152004	4.61
1,80	2.50	31130	161368	152004	152004	4.88
2,00	2.50	29326	161175	152004	152004	5.18
2,20	2.50	27570	160981	152004	152004	5.51
2,40	2.50	25863	160788	152004	152004	5.88
2,60	2.50	24207	160594	152004	152004	6.28
2,80	2.50	22604	160401	152004	152004	6.72
3,00	2.50	21054	160207	152004	152004	7.22
3,20	2.50	19560	160014	152004	152004	7.77
3,40	2.50	18120	159820	152004	152004	8.39
3,60	2.50	16736	159627	152004	152004	9.08
3,80	2.50	15409	159433	152004	152004	9.86
4,00	2.50	14137	159239	152004	152004	10.75
4,20	2.50	12920	159046	152004	152004	11.76
4,40	2.50	11759	158852	152004	152004	12.93
4,60	2.50	10653	158659	152004	152004	14.27
4,80	2.50	9601	158465	152004	152004	15.83
5,00	2.50	8602	158272	152004	152004	17.67
5,20	2.50	7655	158078	152004	152004	19.86
5,40	2.50	6760	157885	152004	152004	22.49
5,60	2.50	5915	157691	152004	152004	25.70
5,80	2.50	5119	157498	152004	152004	29.69
6,00	2.50	4371	157304	152004	152004	34.78



Y	cotθ	T	V _{Rcd}	V _{Rsd}	V _{Rd}	CS
[m]		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
6,20	2.50	3669	157111	152004	152004	41.43
6,40	2.50	3012	156917	152004	152004	50.47
6,60	2.50	2399	156724	152004	152004	63.37
6,80	2.50	1828	156530	152004	152004	83.17
7,00	2.50	1297	156337	152004	152004	117.18
7,20	2.50	806	156143	152004	152004	188.59
7,40	2.50	352	155950	152004	152004	431.33
7,60	2.50	-65	155756	152004	152004	2335.73
7,80	2.50	-448	155563	152004	152004	339.30
8,00	2.50	-798	155369	152004	152004	190.51
8,20	2.50	-1116	155176	152004	152004	136.17
8,40	2.50	-1405	154982	152004	152004	108.21
8,60	2.50	-1665	154789	152004	152004	91.31
8,80	2.50	-1898	154595	152004	152004	80.10
9,00	2.50	-2105	154402	152004	152004	72.20
9,20	2.50	-2289	154208	152004	152004	66.41
9,40	2.50	-2450	154015	152004	152004	62.05
9,60	2.50	-2799	154247	152004	152004	54.31
9,80	2.50	-3098	154917	152004	152004	49.06
10,00	2.50	-3352	155601	152004	152004	45.35
10,20	2.50	-3562	156299	152004	152004	42.68
10,40	2.50	-3732	157011	152004	152004	40.73
10,60	2.50	-3866	157738	152004	152004	39.32
10,80	2.50	-3965	158478	152004	152004	38.33
11,00	2.50	-4034	159233	152004	152004	37.68
11,20	2.50	-4074	160002	152004	152004	37.31
11,40	2.50	-4088	160785	152004	152004	37.18
11,60	2.50	-4079	161582	152004	152004	37.26
11,80	2.50	-4049	162393	152004	152004	37.54
12,00	2.50	-4000	163218	152004	152004	38.00
12,20	2.50	-3934	164058	52779	52779	13.41
12,40	2.50	-3854	164912	52779	52779	13.70
12,60	2.50	-3760	165780	52779	52779	14.04
12,80	2.50	-3656	166662	52779	52779	14.44
13,00	2.50	-3541	167558	52779	52779	14.90
13,20	2.50	-3419	168468	52779	52779	15.44
13,40	2.50	-3290	169393	52779	52779	16.04
13,60	2.50	-3156	170554	52779	52779	16.73
13,80	2.50	-3017	171957	52779	52779	17.49
14,00	2.50	-2875	173381	52779	52779	18.36
14,20	2.50	-2732	174825	52779	52779	19.32
14,40	2.50	-2587	176291	52779	52779	20.40
14,60	2.50	-2442	177374	52779	52779	21.61
14,80	2.50	-2297	177374	52779	52779	22.97
15,00	2.50	-2154	177374	52779	52779	24.50
15,20	2.50	-2013	177374	52779	52779	26.22
15,40	2.50	-1874	177374	52779	52779	28.17
15,60	2.50	-1737	177374	52779	52779	30.38
15,80	2.50	-1605	177374	52779	52779	32.89
16,00	2.50	-1476	177374	52779	52779	35.77
16,20	2.50	-1351	177374	52779	52779	39.07
16,40	2.50	-1230	177374	52779	52779	42.90
16,60	2.50	-1115	177374	52779	52779	47.35
16,80	2.50	-1004	177374	52779	52779	52.58
17,00	2.50	-898	177374	52779	52779	58.77
17,20	2.50	-798	177374	52779	52779	66.18
17,40	2.50	-703	177374	52779	52779	75.13
17,60	2.50	-613	177374	52779	52779	86.10
17,80	2.50	-529	177374	52779	52779	99.75
18,00	2.50	-451	177374	52779	52779	117.05
18,20	2.50	-378	177374	52779	52779	139.45
18,40	2.50	-312	177374	52779	52779	169.24
18,60	2.50	-251	177374	52779	52779	210.23
18,80	2.50	-196	177374	52779	52779	269.11
19,00	2.50	-147	177374	52779	52779	358.87
19,20	2.50	-104	177374	52779	52779	507.97
19,40	2.50	-67	177374	52779	52779	792.12
19,60	2.50	-35	177374	52779	52779	1496.95
19,80	2.50	-10	177374	52779	52779	5393.54
20,00	2.50	-10	177374	52779	52779	5393.54

