



Settore Infrastrutture Stradali
Patrimonio ed Edilizia Scolastica
Via Bella Rocca n. 7 – 26100 Cremona
Tel. 0372 – 4061

S.P. n. 33 "SENIGA – ISOLA PESCAROLI"
RIQUALIFICA A ROTATORIA DELL'INTERSEZIONE
CON LA S.P. N. 27 "POSTUMIA" IN COMUNE DI
PIEVE SAN GIACOMO
CUP: G41B21000010002

O.A. N. 1 - PROLUNGAMENTO PONTE CANALE DELMONA
RELAZIONI

RELAZIONE DI CALCOLO E SUI MATERIALI

COD: **33-E-F-00-10-00-0**

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO		VERIFICATO	
0	EMISSIONE	S&C	09/2024		

CODIFICA DOCUMENTO:

33EF001000-0.docx

Questo documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto di Ing. Mara Cimarosti

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

IL PROGETTISTA

Arch. Giulio Biroli

Ing. Mara Cimarosti

Via G.A.Poli, 100
25018 Montichiari (BS)
Tel 030-9651824

pec: mara.cimarosti@ingpec.eu

PROGETTO ESECUTIVO

I N D I C E

1.	INTRODUZIONE	4
1.1	GENERALITÀ	4
1.2	MATERIALI IMPIEGATI	4
1.3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	8
1.5	CONVENZIONI GENERALI	8
2.	ANALISI DEI CARICHI	10
2.1	PESI PROPRI STRUTTURE IN C.A. / C.A.P. (G1)	10
2.2	SOVRACCARICHI PERMANENTI.....	10
2.2.1	<i>Masse e permanenti portati (g_2')</i>	10
2.2.2	<i>Spinta del terreno (g_2)</i>	10
2.2.3	<i>Effetti reologici, ritiro (ε_2)</i>	11
2.2.4	<i>Cedimenti differenziali ai sostegni (ε_4)</i>	12
2.3	CARICHI ACCIDENTALI.....	12
2.3.1	Carichi mobili (M1)	12
2.3.1.1	<i>Disposizioni trasversali di carico mobile</i>	13
2.3.1.2	<i>Disposizione longitudinale dei carichi mobili</i>	13
2.3.2	<i>Variazioni termiche (q_7)</i>	14
2.3.3	<i>Azioni di frenatura (q_3)</i>	14
2.3.4	<i>Azione centrifuga (q_4)</i>	14
2.3.5	<i>Azione del vento (q_5)</i>	14
2.3.6	<i>Azioni sismiche (q_6)</i>	15
2.3.6.1	<i>Spinta del terreno e del sovraccarico</i>	15
2.3.6.2	<i>Azioni sismiche dovute all'inerzia della struttura ed ai carichi stradali gravanti sull'impalcato</i>	21
2.3.7	<i>Azioni parassite dei vincoli (q_9)</i>	21
2.3.8	<i>Spinte idrauliche</i>	22
2.3.9	<i>Azioni eccezionali</i>	22
3.	COMBINAZIONI DI CARICO	23
4.	ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO.....	26
4.1	MODELLO STRUTTURALE	26
4.2	DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA.....	26
4.2.1	<i>Nodi</i>	27
4.2.2	<i>Elementi beam</i>	27
4.2.3	<i>Sezione beam impalcato</i>	28
4.2.4	<i>Elementi plate, piastra</i>	30
4.3	PROCEDURA PER INSERIMENTO DEI CARICHI MOBILI	31
4.4	RISULTATI DEL CALCOLO.....	34
4.4.1	<i>Sollecitazioni in fase statica SLU</i>	34
4.4.2	<i>Sollecitazioni in fase SISMICA</i>	35
4.4.3	<i>Spostamenti in fase SISMICA</i>	37
4.4.4	<i>Sollecitazioni in fase statica SLE</i>	37
4.4.5	<i>Deformazione in fase statica SLE</i>	39
5.	PREDIMENSIONAMENTO DEL PREFABBRICATO	41

6.	VERIFICA DELLA SOLETTA	43
6.1	SEZIONE INDEFINITA	43
6.2	SEZIONE A SBALZO (ADIACENTE A MANUFATTO ESISTENTE)	52
6.3	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO SOLETTA-DIAFRAMMA	55
6.3.1	Verifica ferro di continuità in soletta	55
6.3.2	Verifica paraghiaia	56
7.	SOTTOSTRUTTURE.....	59
7.1	MODELLO DI CALCOLO, AZIONI E COMBINAZIONI	59
7.1.1	Calcolo della spinte.....	59
7.1.2	Spinta in presenza di falda.....	60
7.1.3	Spinta in presenza di sisma	60
7.1.4	Analisi ad elementi finiti	60
7.1.5	Schematizzazione del terreno.....	61
7.1.6	Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno.....	61
7.1.7	Verifica alla stabilità globale.....	62
7.1.8	Modello geotecnico di riferimento	64
7.2	DIAFRAMMA TIPO 1 E 3 (SOSTENENTI STRADA A TERGO O TERRENO MA NON IMPALCATO) 65	
7.2.1	Geometria paratia	65
7.2.2	Geometria profilo terreno	65
7.2.3	Descrizione terreni	66
7.2.4	Descrizione stratigrafia	66
7.2.5	Falda.....	66
7.2.6	Caratteristiche materiali utilizzati.....	67
7.2.7	Condizioni di carico.....	67
7.2.8	Combinazioni di carico.....	67
7.2.9	Impostazioni di progetto.....	68
7.2.9.1	Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche.....	69
7.2.9.2	Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche	69
7.2.10	Impostazioni di analisi.....	70
7.2.11	Impostazioni analisi sismica.....	70
7.2.12	Analisi della paratia.....	70
7.2.12.1	Forze agenti sulla paratia	71
7.2.13	Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia	73
7.2.14	Spostamenti massimi e minimi della paratia	74
7.2.15	Stabilità globale.....	75
7.2.16	Verifiche idrauliche.....	78
7.2.16.1	Verifica a sifonamento	78
7.2.16.2	Verifica al sollevamento del fondo scavo.....	79
7.2.17	Descrizione armatura setto e caratteristiche sezione (sezione unitaria)	79
7.2.18	Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)	80
7.3	DIAFRAMMA TIPO 2 (SOSTENENTI IMPALCATO)	82
7.3.1	Geometria paratia	82
7.3.2	Geometria profilo terreno	82
7.3.3	Descrizione terreni	83
7.3.4	Descrizione stratigrafia	83
7.3.5	Falda.....	83
7.3.6	Caratteristiche materiali utilizzati.....	84

7.3.7	Condizioni di carico.....	84
7.3.8	Vincoli lungo l'altezza della paratia	85
7.3.9	Combinazioni di carico.....	85
7.3.10	Impostazioni di progetto.....	89
7.3.10.1	Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche.....	89
7.3.10.2	Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche	89
7.3.11	Impostazioni di analisi.....	90
7.3.12	Impostazioni analisi sismica.....	90
7.3.13	Analisi della paratia.....	91
7.3.13.1	Forze agenti sulla paratia	91
7.3.14	Risultati vincoli	94
7.3.15	Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia	96
7.3.16	Spostamenti massimi e minimi della paratia	97
7.3.17	Stabilità globale.....	98
7.3.18	Verifiche idrauliche.....	101
7.3.18.1	Verifica a sifonamento	101
7.3.18.2	Verifica al sollevamento del fondo scavo.....	102
7.3.19	Descrizione armatura setto e caratteristiche sezione (striscia unitaria)	103
7.3.20	Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)	104
7.4	VERIFICHE DI PORTANZA.....	105
8.	CORDOLO REGGI BARRIERA.....	110
8.1	FORZANTI IN CASO D'URTO.....	110
8.1.1	Forzanti secondo UNI1317-1	111
8.1.2	Forzanti Barriera tipo ANAS H2Bp.....	115
8.1.3	Forzanti Barriere commerciali H2Bp	120
8.1.4	Massima intensità della forzante.....	121
8.2	VERIFICA LOCALE DEL CORDOLO	121
8.2.1	Verifica a taglio, torsione e taglio/torsione del cordolo	121
8.2.2	Verifica del diametro del connettore.....	124
8.2.3	Calcolo della lunghezza di ancoraggio nella soletta.....	124
8.2.4	Verifica a scorrimento del cordolo.....	130
9.	VERIFICA DEL CAMMINAMENTO SPINATO ALLA PARETE DEL DIAFRAMMA	131
9.1	VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEL CAMMINAMENTO	134
10.	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	135
11.	PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO	136

1. INTRODUZIONE

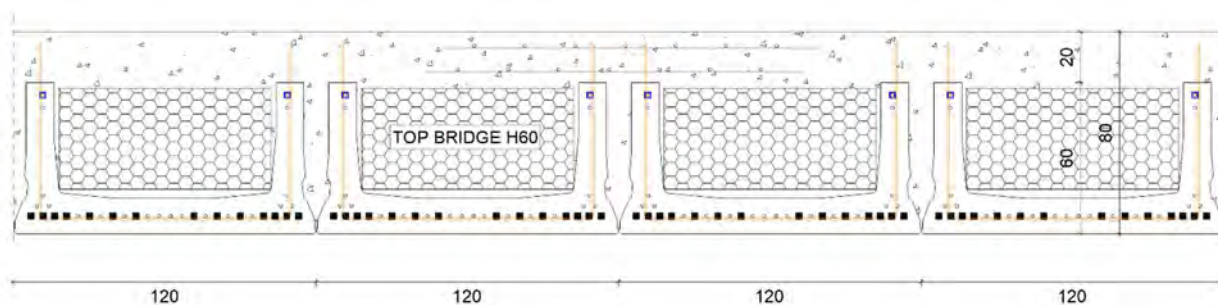
Oggetto del presente elaborato sono i calcoli relativi al nuovo manufatto da realizzarsi nell'ambito dei lavori "S.P. N. 33 "SENIGA – ISOLA PESCAROLI" - RIQUALIFICA A ROTATORIA DELL'INTERSEZIONE CON LA S.P. N. 27 "POSTUMIA" IN COMUNE DI PIEVE SAN GIACOMO - G41B21000010002".

1.1 GENERALITÀ

Nelle zone ove insiste la sede stradale e relative pertinenze, trattasi di un manufatto a portale costituito da:

- ✓ **Piedritti (parte al di sotto del pelo libero) in diaframmi a parete continua dello spessore di 80 cm in c.a.**
- ✓ **Piedritti (parte al di sopra del pelo libero) in pareti continue dello spessore di 80 cm in c.a.**
- ✓ **Impalcato costituito da travi in c.a.p. e soletta collaborante**

Al fine di non inserire giunti di dilatazione, la struttura viene trattata come ponte integrale ovvero la giunzione dell'impalcato con i piedritti avviene solidarizzando il paraghiaia alla soletta con unione costituita da un ferro sagomato che garantisce il trasferimento delle azioni assiali ma non dei momenti.



Sezione trasversale impalcato

Le iperstatiche costituite da ritiro e temperatura saranno trasferite ai piedritti che pertanto verranno calcolati per assorbire anche l'entità di tali forze.

Si precisa che, ai fini del calcolo poiché la struttura prevede l'utilizzo di travi prefabbricate in sede di progetto è stato ipotizzato l'utilizzo di un prodotto commerciale. E' facoltà dell'impresa selezionare un diverso prefabbricato che abbia caratteristiche pari o superiori a quello ipotizzato ed avendo cura di non aumentare le masse rispetto a quelle ipotizzate.

Nelle zone ove non insiste la sede stradale e relative pertinenze il diaframma a parete continua prosegue fino a quota campagna senza sostenere l'impalcato, in tale ultimo caso il diaframma avente spessore costante di 80 cm verrà calcolato quale mera opera di sostegno.

Qui di seguito, nelle illustrazioni via via riportate, si riportano le informazioni salienti.

1.2 MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione dei **diaframmi a parete continua** e dei **piedritti in opera**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C25/30 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica) → R_{ck} = 30 MPa

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	f_{ck}	= 25 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	= 14.16 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 2.56 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 1.79 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.20 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 15.0 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 11.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)→		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 11.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)		$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 10.0 MPa
Classe di esposizione	XC2		
Rapporto a/c	0.60		
Centenuto minimo di cemento	300kg/mc		
Cemento tipo	MII/B-M R32.5		
Copriferro minimo	50 mm		
Dimensione massima dell'aggregato	30 mm		

Per la realizzazione delle **travi prefabbricate in c.a.p.**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C45/55 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	R_{ck}	= 55 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	f_{ck}	= 45 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	= 25.50 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3.80 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 2.66 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.77 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 27.0 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 20.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)→		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 20.25 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)		$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 18.0 MPa
Classe di esposizione	XC4		

Rapporto a/c	0.45
Centenuto minimo di cemento	360kg/mc
Cemento tipo	IVA R425

Per la realizzazione del getto di completamento della **soletta** e dei **cordoli**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	→	R_{ck}	= 45 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	→	f_{ck}	= 35 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5$	= 19.83 MPa
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3.21 MPa
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$	= 2.25 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.50 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck}$	= 21.0 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 15.75 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara – Ferrovie)	→	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck}$	= 15.75 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi perm. – Ferrovie)		$\sigma_c = 0.4 * f_{ck}$	= 14.0 MPa

Classe di esposizione	XD3
Rapporto a/c	0.45
Centenuto minimo di cemento	360kg/mc
Cemento tipo	IVA R425

Copriferro minimo per requisiti con riferimento alla durabilità:

$$C_{\min \text{ dur}} = 40 \text{ mm}$$

Sulla base della formula 1.4-2 si definisce il copriferro minimo che soddisfi i requisiti di durabilità e trasmissione degli sforzi

Copriferro minimo adottato:

$$C_{\min} = 40 \text{ mm}$$

Il copriferro nominale si ricava dalla formula 1.4-1, esso rappresenta il valore di progetto necessario per la definizione dell'altezza utile della sezione, riportato anche sui disegni strutturali.

Copriferro nominale:

$$C_{\text{nom}} = 45 \text{ mm}$$

Resoconto		
Classe strutturale e classe di esposizione	S3	XD3
Tolleranza di esecuzione relativa al copriferro ΔC_{dev}	5 mm	
Copriferro minimo per garantire l'aderenza $C_{\min, b}$	37 mm	
Copriferro minimo per garantire la durabilità $C_{\min, \text{dur}}$	40 mm	
Copriferro minimo adottato C_{\min}	40 mm	
Copriferro nominale C_{nom}	45 mm	

Copriferro di progetto

40 mm (cordoli)

30 mm (soletta poiché protetta da impermeabilizzazione)

Per il prefabbricato si veda indicazioni produttore

Dimensione massima dell'aggregato

20 mm (diaframmi, soletta e cordoli)

Per il prefabbricato si veda indicazioni produttore

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica

$$\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica a rottura

$$\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$$

Fattore di sicurezza acciaio

$$\rightarrow \gamma_s = 1.15$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$$

Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c =$

$$0.80 * f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara – Ferrovie) $\rightarrow \sigma_c = 0.65 \cdot f_{yk} = 292.5 \text{ Mpa}$

1.3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Legge 05.11.1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";

Ministero delle infrastrutture e dei trasporti – D.M. 17/01/2018 : "Norme Tecniche per le Costruzioni"

Circolare n.7 del 21/01/2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

Normativa europea recepita dallo stato italiano

Eurocodice 3

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi strutturale dell'impalcato e per lo studio delle piastre di carreggiata, si utilizza il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato Robot Structural Analysis Professional fornito da Autodesk su piattaforma Windows.



Architecture Engineering & Construction Collection Abbonamento Abbonamento #70610427682183

Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

Software di calcolo sezioni:

SEZIONE C.A. versione 5.8.0 con licenza chiave n° 396 prodotto dalla : Ingegneria Soft srl

Software di calcolo paratie:

PAC con licenza chiave n° AIS20105A prodotto dalla: Aztec informatica srl

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici "Excel". La descrizione delle modalità di operare dei singoli fogli di calcolo verranno presentate di volta in volta.

1.5 CONVENZIONI GENERALI

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m

forze - coppie: kN - KNm

tensioni: MPa

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, salvo se indicato diversamente, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale in cui, in generale, si ha piano x-y-z, con X posto parallelo all'asse del ponte ed asse Z verticale e Y ortogonale.

Per quanto riguarda le azioni interne, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

$F_x - L - N$ azione assiale

$F_z - V$ azione tagliante agente nel piano verticale

$F_y - T$ azione tagliante agente nel piano orizzontale

$M_x - M_t$ momento torcente

$M_y - M_f$ momento flettente principale M_f

M_z momento flettente agente nel piano orizzontale (normale al momento flettente principale M_f)

2. ANALISI DEI CARICHI

Sono stati presi in esame i seguenti contributi di carico.

2.1 PESI PROPRI STRUTTURE IN C.A. / C.A.P. (G1)

Il peso dei vari elementi strutturali è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 25 kN/m³

2.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI

2.2.1 Masse e permanenti portati (g2')

Ai fini del calcolo dei sovraccarichi permanenti si è tenuto conto del peso specifico degli elementi in asfalto pari a 24KN/mc

Si sono considerati i seguenti contributi:

- Impermeabilizzazione + Manto asfaltatura (0.30*24) $g2' = 7.20 \text{ kN/m}^2$

2.2.2 Spinta del terreno (g2 ")

Il rilevato artificiale è rullato e compattato fino ad assumere le caratteristiche del CSA, pertanto per tale strato si adottano le seguenti caratteristiche geotecniche:

Carratterizzazione materiali da rilevato/reinterri																
Parametri in condizioni drenate					Spinta a riposo			Spinta attiva			Spinta Passiva			Peso di volume		Permeabilità
ϕ'_k	ϕ'_{dM1}	ϕ'_{dM2}	E'_{25}	E_{UR}	K_{0k}	K_{0M1}	K_{0M2}	K_{Ak}	K_{AM1}	K_{AM2}	K_{Pk}	K_{PM1}	K_{PM2}	naturale γ_n	sommerso γ'	k
(°)	(°)	(°)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/s)
38	38	32	40	120	0.380	0.380	0.470	0.238	0.238	0.307	4.200	4.200	3.250	20	11	1×E ⁻³ +E ⁻⁶

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kerisel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno $\delta = 0$ ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di K_A e K_P) sia orizzontale ($\beta = 0^\circ$). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

Nell'ipotesi di corpo rigido, con spostamento in testa impedito, la spinta a monte è calcolata in condizioni di riposo ovvero adottando il coefficiente di spinta a riposo proposto da Jaky (1944) e semplificata come segue:

$$K_0 \cong (1 - \sin \phi) \cdot OCR^\alpha$$

in cui:

OCR è il grado di sovraconsolidazione

$$\alpha = 0.46 \pm 0.06$$

L'entità della spinta della terra dovuta al peso proprio del rilevato ed al sovraccarico stradale viene calcolata come di seguito riportato (in valore assoluto per una striscia unitaria):

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_0 \cdot H^2 + q_0 \cdot H \cdot K_0$$

dove:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in rilevato a tergo delle spalle (20 KN/mc)

K_0 = coefficiente di spinta a riposo statiche

H = altezza del rilevato (da spiccato fondazioni a quota piano carrabile)

q_0 = sovraccarico stradale accidentale

ai sensi del punto C5.1.3.3.5.1 delle istruzioni NTC "Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°."

considerando che i primi 82 cm non spingono (impalcato) si considera una diffusione a 30° su 82 cm per cui la superficie rettangolare diviene : $(3+2*0.82*\text{sen}30) * (2.2+2*0.82*\text{sen} 30) = 3.82*3.02 = 11.54 \text{ mq}$

ovvero il carico $q_0 = 600/11.54+9 = 61 \text{ KN/mq/ml}$

Il punto di applicazione della forza è:

Spinta statica dovuta al peso del rilevato

Distribuzione triangolare con punto di applicazione a 1/3 dell'altezza H del rilevato

Spinta statica dovuta al sovraccarico stradale

Distribuzione uniforme con punto di applicazione a 1/2 dell'altezza H del rilevato

Nel calcolo classico delle paratie occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte

K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata

K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte

K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad \text{e} \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

2.2.3 Effetti reologici, ritiro (ϵ_2)

Poiché la soletta è rigidamente collegata ai piedritti, a ritiro impedito si crea uno sforzo di trazione sul cls pari a:

$$\delta r = \xi_{cs} * E_c$$

DATI		
Area calcestruzzo	soletta	cordoli
b	1000	0

h	200	0
	200000	0 cmq
perimetro esposto aria	soletta	cordoli
lato 1	1000	0
lato 2	0	0
lato 3		
lato 4		
lato n	1000	0

Beta (sc) 5 cls a indurimento normale

RH % 90 umidità relativa ambiente

fck 32 Mpa

RISULTATI

h0	4000	mm
t0-ts	18250	gg
Beta s	0,177653	
beta s (RH)	0,271	
Beta (RH)	-0,42005	
fcm	40	Mpa
Epsilon s	0,00041	
Epsilon cs0	-0,00017	

Epsilon sc (t-ts) -3,1E-05

$$\delta r = 0.000031 \cdot 33346 = 1.03 \text{ Mpa}$$

Ne consegue che l'azione assiale sulla soletta (striscia unitaria) è pari a:

$$N_r = \delta r \cdot A_c = 1.03 \cdot (1000 \cdot 200) = 206 \text{ KN}$$

Il punto di applicazione della forza è posto in corrispondenza del nodo di collegamento tra impalcato e piedritto.

2.2.4 Cedimenti differenziali ai sostegni (ϵ_4)

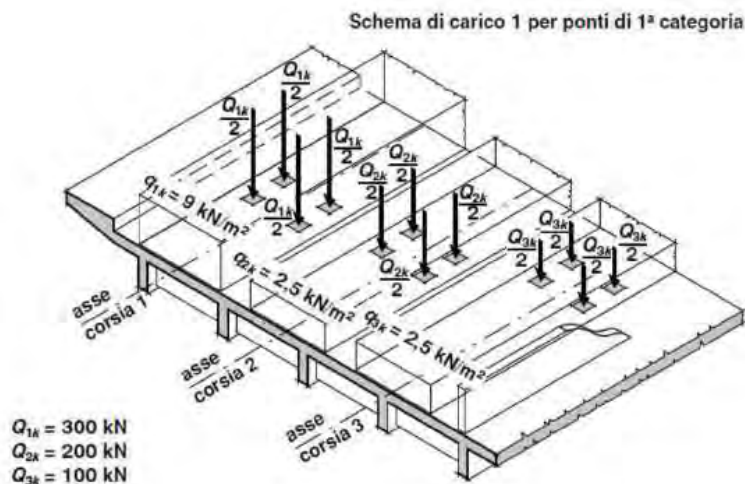
Si considera per ciascun sostegno, un cedimento pari allo 0.2 ‰ della luce (poiché l'impalcato è di fatto isostatico non genera forze né sulle sottostrutture né sull'impalcato)

2.3 CARICHI ACCIDENTALI

2.3.1 Carichi mobili (M1)

I carichi mobili sono stati desunti dal D.M. 2018 per i ponti stradali; la carreggiata costituita dall'anello centrale della rotatoria compresa la fascia sormontabile è in grado di ospitare 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m.

Le varie condizioni di carico mobile si differenziano in primo luogo per la differente disposizione trasversale delle corsie di carico, quindi per il differente posizionamento longitudinale del veicolo Q_{1k} e per la segmentazione delle stese di carico q_{1k} in funzione della geometria della linea di influenza oggetto dello studio.



2.3.1.1 Disposizioni trasversali di carico mobile

Si ritiene opportuno, pertanto, eseguire una analisi considerando le seguenti due disposizioni trasversali di carico:

- A: massima azione verticale sulle sottostrutture
da sx a dx $(Q_{2k} + q_{2k}) + (Q_{1k} + q_{1k}) + (Q_{3k} + q_{3k})$
- B: massimo sbilanciamento
da sx a dx $(Q_{1k} + q_{1k}) + (Q_{2k} + q_{2k}) + (Q_{3k} + q_{3k})$

Le intensità di carico base sono:

Q_{1k} :	300.0 kN/asse	(2 assi distanziati di 1.2 m ciascuno)
q_{1k} :	27.0 kN/m	
Q_{2k} :	200.0 kN/asse	(2 assi distanziati di 1.2 m ciascuno)
q_{2k} :	7.5 kN/m	
Q_{3k} :	100.0 kN/asse	(2 assi distanziati di 1.2 m ciascuno)
q_{3k} :	7.5 kN/m	

2.3.1.2 Disposizione longitudinale dei carichi mobili

La disposizione longitudinale dei carichi mobili viene determinata studiando le linee di influenza delle sollecitazioni di interesse in corrispondenza dei punti di verifica. E' stata a tal fine messa a punto una procedura automatica destinata a determinare la posizione dei carichi mobili più sfavorevole sulla linea di influenza, implementata in forma discreta secondo

una successione di ascisse (le progressive di nodi della struttura) ed ordinate (l'intensità della linea di influenza). Le linee di influenza sono state tracciate tenendo conto dell'interazione tra carico verticale e momento torcente.

2.3.2 Variazioni termiche (q7)

E' stata applicata all'impalcato una variazione termica uniforme di $\pm 30^{\circ} \text{C}$

2.3.3 Azioni di frenatura (q3)

$$180 \text{ KN} < 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot 3 \cdot L < 900 \text{ KN}$$

$$0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot (10.6 + 0.8 \cdot 2) = 392.94 \text{ KN} \quad (q_3)$$

Il momento di trasporto di tale azione nel baricentro della trave viene calcolato con riferimento alla distanza tra l'estradosso del piano finito dell'asfalto ed il baricentro della sezione composta (trave+soletta) e risulta:

$$\Delta = 600 + 200 + 200 (\text{sp asfalto}) - 379 (\text{dist baricentro da intradosso trave}) = 621 \text{ mm}$$

$$M_{\Delta t} = 392.94 \times 0.621 \approx 244 \text{ KNm}$$

$$M_{\Delta t}(\text{trave}) = 244 \cdot 1.2/3 \approx 98 \text{ KNm}$$

La forza di frenatura verrà assunta, per semplicità, uniformemente distribuita lungo l'asse impalcato, indipendentemente dalla reale segmentazione delle stese.

2.3.4 Azione centrifuga (q4)

La traiettoria dei carichi da traffico non è rettilinea ma presenta un raggio di curvatura $< 200 \text{ mt}$.

I carichi tandem di cui al precedente punto 2.3.1.1 (Q_{1k} ; Q_{2k} ; Q_{3k}) saranno pertanto aumentati del 20 % in conformità a quanto previsto al paragrafo 5.1.3.6 delle NTC 2018.

2.3.5 Azione del vento (q5)

L'azione del vento, in accordo con le prescrizioni di cui al DM 2018, è stata analizzata mediante un'azione statica equivalente utilizzando le seguenti espressioni:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

con:

q_r = pressione cinetica di riferimento

C_e = coefficiente di esposizione

C_p = coefficiente di forma

C_d = coefficiente dinamico

di seguito si riportano I valori relativi ai coefficienti ed alla spinta per travi ad anima piena

- Dati sito Regione: Lombardia
- Provincia: Cremona
- v_0 : 25,00 m/s
- a_0 : 1000,00 m
- k_s : 0.40
- Zona: 2
- Classe di rugosità: B
- Distanza dalla costa: 150,00 km
- Categoria di esposizione: II
- k_r : 0,19
- z_0 : 0,05 m
- z_{min} : 4,00 m
- Quota s.l.m.m.: 47,00 m
- Altezza sul p.c.: 0,00 m
- Tempo di ritorno T_R : 50 anni
- Coefficiente di topografia c_t : 1,00
- Coefficiente dinamico c_d : 1,00
- Coefficiente di esposizione c_e : 2,35
- α_R : 1,00
- v_b : 25,00 m/s
- $v_b(T_R)$: 25,02 m/s
- $q_b(T_R)$: 391,20 N/m²

Travi ad anima piena e reticolari

Trave isolata o primo elemento di travi multiple

- $c_p = 1,40$
- $p = 1,29 \text{ kN/m}^2$

2.3.6 Azioni sismiche (q6)

2.3.6.1 *Spinta del terreno e del sovraccarico*

Il calcolo della spinta viene svolto in accordo a quanto contenuto nel D.M.17/01/2018 ovvero sulla base dei seguenti coefficienti sismici:

- *Categoria di suolo*

Secondo quanto riportato al punto 3.2.2 delle NTC, si distinguono le seguenti categorie di suolo:

- | | |
|----------------------|---|
| Categoria A : | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di Taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m. |
| Categoria B : | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e |

- da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
- Categoria C :** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*
- Categoria D :** *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.*
- Categoria E :** *Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.*

- **Categoria topografica**

Al punto 3.2.2 delle NTC, si distinguono le seguenti condizioni topografiche:

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

- **Classe d'uso**

Al punto 2.4.2 delle NTC è riportato quanto segue :

"In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

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

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

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

- *Vita nominale e Periodo di riferimento*

Con vita nominale di un'opera strutturale V_N (punto 2.4.1 delle NTC) si intende il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è precisata nella Tab. 2.4.I delle NTC che viene riportata di seguito :

Tipo di costruzione	Vita nominale V_N (anni)
Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per le azioni sismiche è necessario valutare un periodo di riferimento V_R (punto 2.4.3 delle NTC) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. delle NTC, che viene riportata di seguito:

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

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

- *Parametri sismici caratterizzanti il sito*

All' allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, riguardante la pericolosità sismica, si riporta quanto segue:

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

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

T_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri dipendono dal periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, dato dall'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

In questa si lega il periodo di ritorno al periodo di riferimento V_R e alla grandezza P_{V_R} , che rappresenta la probabilità di superamento nella vita di riferimento in relazione allo stato limite considerato.

Relativamente agli stati limite si devono considerare i seguenti.

stati limite ultimi:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La tabella 3.2.I delle NTC riporta i valori di P_{V_R} in funzione degli stati limite.

Stato limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
SLO	81%
SLD	63%
SLV	10%
SLC	5%

L'analisi della sicurezza dei delle spalle e dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante il metodo pseudostatico.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo comprende l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono definiti al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC come segue:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione (0.38)

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T^*C) - 0,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*C) - 0,33$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T^*C) - 0,50$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T^*C) - 0,40$
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T

T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Effetti inerziali

La presenza di un evento sismico incide anche sui carichi esterni e sui pesi della spalla e del terreno gravante sulla fondazione. In tal caso le forze di inerzia saranno dirette verso valle e pari al peso moltiplicato il coefficiente sismico orizzontale. I pesi saranno invece aumentati o diminuiti per effetto della componente verticale del sisma:

$$W_{sism} = W \cdot (1 \pm k_v) \quad F_i = W \cdot k_h$$

Analogamente le spinte dovute ai sovraccarichi saranno incrementate del coefficiente sismico orizzontale k_h .

COEFFICIENTI SISMICI

Sito : Pieve San Giacomo (CR)

Lat : 45.1280

Lon : 10.1870

Cat. suolo : Cat_C

Cat. topog.: T1

Tipo di costruzione : 2

Vita nominale : 50

Classe d'uso : III

Vita di rifer.: 75

Azioni sismiche	
Accelerazione sismica S^*_{ag}	0.1346
Coefficiente di spinta dinamico: k_h	0.051
Coefficiente di spinta dinamico: k_v	0.026
Coefficiente di spinta dinamico (statico+dinam.) - portale: K	0.521
Coefficiente di spinta dinamico (statico+dinam.) - paratie: K	0.358

L'entità della spinta della terra dovuta al peso proprio del rilevato ed al contributo dell'azione sismica viene calcolata come di seguito riportato (in valore assoluto):

$$S_E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot (1 + k_v) K_{a-e} \cdot H^2$$

dove:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in rilevato a tergo delle spalle (20 KN/mc)

K_{a-e} = coefficiente di spinta in condizioni sismiche

H = altezza del rilevato (da spiccato fondazioni a quota piano carrabile)

Il punto di applicazione della forza è:

Spinta sismica (terra + sisma)

Distribuzione uniforme con punto di applicazione a 1/2 dell'altezza H del rilevato

2.3.6.2 Azioni sismiche dovute all'inerzia della struttura ed ai carichi stradali gravanti sull'impalcato

Le azioni sismiche sono ricavate mediante analisi pseudostatica.

In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una distribuzione di forze statiche equivalenti, pari al prodotto delle forze di gravità (masse piedritti + impalcato + asfalto +20% dei carichi mobili) per un opportuno coefficiente sismico $S^*_{ag}/g = 1.50 \cdot 0.0897 = 0.1346$.

L'azione sismica totale, che viene applicata come forza concentrata nel nodo in alto a sinistra del modello ad e.f., si calcola come segue:

CALCOLO MASSE PER AZIONE SISMICA (STRISCIA UNITARIA)

Masse strutturali

1) Massa impalcato $[0.52 \cdot 10.6] \cdot 2.5 = 13.78 \text{ t/ml}$

2) Massa metà superiore piedritti $SP_{\text{piedritti}} \cdot H_{\text{piedritti}} \cdot 2.5 / 2 \cdot 2 = 0.8 \cdot 5.58 \cdot 2.5 = 11.16 \text{ t/ml}$

Masse permanenti

3) Asfalto su soletta $0.2 \cdot 12.2 \cdot 2.4 = 5.86 \text{ t/ml}$

Masse accidentali

4) Traffico $0.2 \cdot (60 + 2.7 \cdot L) / 3 = 0.2 \cdot (60 + 2.7 \cdot 12.2) / 3 = 6.20 \text{ t/ml}$

Totale spinta sismica = $37 \text{ t/ml} \cdot 0.1346 = 48.86 \text{ KN/ml}$ (compresi piedritti)

Totale spinta sismica = $25.84 \text{ t/ml} \cdot 0.1346 = 34.12 \text{ KN/ml}$ (esclusi i piedritti)

Il punto di applicazione della forza è posto in corrispondenza del nodo di collegamento tra impalcato e piedritto.

2.3.7 Azioni parassite dei vincoli (q9)

La forza dovuta all'attrito degli appoggi agisce orizzontalmente con un'intensità proporzionale alla reazione verticale degli appoggi mobili. Le azioni parassite sono pari a:

- 6% dei carichi verticali: per le combinazioni di carico senza carichi variabili da traffico;

- 3% dei carichi verticali: per le combinazioni di carico con carichi variabili da traffico;
- 0% dei carichi verticali: per le combinazioni sismiche.

2.3.8 Spinte idrauliche

Il manufatto viene calcolato in assenza di acqua nel canale Delmona che rappresenta la condizione dimensionante pertanto nel azioni idrauliche costituite dalla spinta dell'acqua sulla parete esterna del piedritto viene considerata pari a 0.

2.3.9 Azioni eccezionali

Le NTC2018 al 5.1.3.13 prescrivono di tenere in conto per il dimensionamento e le verifiche dell'impalcato anche di azioni eccezionali. Nel caso in questione non vengono prese in considerazione azioni dovute all'urto di natanti (corso d'acqua non navigabile) o urti per detriti trasportati dalla corrente in quanto anche se eventualmente presenti insistono su porzioni della struttura al di fuori di quelle strettamente necessarie a sostenere il carico stradale pertanto un loro danneggiamento è irrilevante ai fini della statica della porzione di struttura deputata ad accogliere il traffico stradale.

3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono stabilite, in modo da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dal D.M. 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

In particolare devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica, ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

Si precisa che nella determinazione delle combinazioni di carico, si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili $q_{1,a}$; $q_{1,b}$; $q_{1,d}$; $q_{1,e}$; che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.14 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018 e di seguito riportate:

- **Combinazione fondamentale** (SLU), generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\sum \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum \gamma_{\varepsilon i} \cdot \varepsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

- **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum g_i + \sum \varepsilon_i + q_1 + \sum \psi_{0i} \cdot q_i$$

- **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum g_i + \sum \varepsilon_i + \sum \psi_{2i} \cdot q_i$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E

$$- E + \sum_{i=1} g_i + \sum_{i=1} \varepsilon_i + \sum_{i=2} \psi_{2i} \cdot q_i$$

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati.

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Le combinazioni sono sviluppate come previsto dal punto 2.5.3 e dal punto 5.1.3.14 del DM17/01/2018

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
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	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

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

PER BREVEITA', SI RIPORTANO SOLO LE COMBINAZIONI DIMENSIONANTI

COMBO	Pesi		Permanenti			Mobili max N	Mobili Max Ecc	Frenata	Az. Centrifuga	Vento	Temperatura		Azioni parassite	Sisma	
	g1	g2'	g2" (sp. Ter. + Sovr)	ξ2	ξ4	M1 (N)	M1 (MT)	q3	q4	q5	q7 +	q7 -	q9	Spinta terr+sovr	Inerzia
SLU 1	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	1,35	0	1,35	1,35	0,9	0,9	0	1 (3%)	0	0
SLU 2	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	1,35	0	1,35	1,35	0,9	0	0,9	1 (3%)	0	0
SLU 3	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	0	1,35	1,35	1,35	0,9	0,9	0	1 (3%)	0	0
SLU 4	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	0	1,35	1,35	1,35	0,9	0	0,9	1 (3%)	0	0
SLU 5	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	1,0125	0	1,0125	1,0125	1,5	0,9	0	1 (3%)	0	0
SLU 6	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	1,0125	0	1,0125	1,0125	1,5	0	0,9	1 (3%)	0	0
SLU 7	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	1,0125	0	1,0125	1,0125	0,9	1,5	0	1 (3%)	0	0
SLU 8	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	1,0125	0	1,0125	1,0125	0,9	0	1,5	1 (3%)	0	0
SLU 9	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	0	1,0125	1,0125	1,0125	1,5	0,9	0	1 (3%)	0	0
SLU 10	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	0	1,0125	1,0125	1,0125	1,5	0	0,9	1 (3%)	0	0
SLU 11	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	0	1,0125	1,0125	1,0125	0,9	1,5	0	1 (3%)	0	0
SLU 12	1,35	1,35	1,5	1,2	1,2	0	1,0125	1,0125	1,0125	0,9	0	1,5	1 (3%)	0	0
SLU 13	1,35	1,35	1,5	1,2	0	1,35	0	1,35	1,35	0,9	0,9	0	1 (3%)	0	0
SLU 14	1,35	1,35	1,5	1,2	0	1,35	0	1,35	1,35	0,9	0	0,9	1 (3%)	0	0
SLU 15	1,35	1,35	1,5	1,2	0	0	1,35	1,35	1,35	0,9	0,9	0	1 (3%)	0	0
SLU 16	1,35	1,35	1,5	1,2	0	0	1,35	1,35	1,35	0,9	0	0,9	1 (3%)	0	0
SLU 17	1,35	1,35	1,5	1,2	0	1,0125	0	1,0125	1,0125	1,5	0,9	0	1 (3%)	0	0
SLU 18	1,35	1,35	1,5	1,2	0	1,0125	0	1,0125	1,0125	1,5	0	0,9	1 (3%)	0	0
SLU 19	1,35	1,35	1,5	1,2	0	1,0125	0	1,0125	1,0125	0,9	1,5	0	1 (3%)	0	0
SLU 20	1,35	1,35	1,5	1,2	0	1,0125	0	1,0125	1,0125	0,9	0	1,5	1 (3%)	0	0
SLU 21	1,35	1,35	1,5	1,2	0	0	1,0125	1,0125	1,0125	1,5	0,9	0	1 (3%)	0	0
SLU 22	1,35	1,35	1,5	1,2	0	0	1,0125	1,0125	1,0125	1,5	0	0,9	1 (3%)	0	0
SLU 23	1,35	1,35	1,5	1,2	0	0	1,0125	1,0125	1,0125	0,9	1,5	0	1 (3%)	0	0
SLU 24	1,35	1,35	1,5	1,2	0	0	1,0125	1,0125	1,0125	0,9	0	1,5	1 (3%)	0	0
SLU - SISM1	1	1	0	1	1	0,2	0	0,2	0,2	0	0	0	0	1	1
SLU - SISM2	1	1	0	1	1	0	0,2	0,2	0,2	0	0	0	0	1	1
SLU - SISM3	1	1	0	1	0	0,2	0	0,2	0,2	0	0	0	0	1	1
SLU - SISM4	1	1	0	1	0	0	0,2	0,2	0,2	0	0	0	0	1	1
SLE - RARE 1	1	1	1	1	1	0,75	0	0,75	0,75	0,6	0,6	0	1 (3%)	0	0
SLE - RARE 2	1	1	1	1	1	0,75	0	0,75	0,75	0,6	0	0,6	1 (3%)	0	0
SLE - RARE 3	1	1	1	1	1	0	0,75	0,75	0,75	0,6	0,6	0	1 (3%)	0	0
SLE - RARE 4	1	1	1	1	1	0	0,75	0,75	0,75	0,6	0	0,6	1 (3%)	0	0
SLE - RARE 5	1	1	1	1	0	0,75	0	0,75	0,75	0,6	0,6	0	1 (3%)	0	0
SLE - RARE 6	1	1	1	1	0	0,75	0	0,75	0,75	0,6	0	0,6	1 (3%)	0	0
SLE - RARE 7	1	1	1	1	0	0	0,75	0,75	0,75	0,6	0,6	0	1 (3%)	0	0
SLE - RARE 8	1	1	1	1	0	0	0,75	0,75	0,75	0,6	0	0,6	1 (3%)	0	0
SLE - FREQ 1	1	1	1	1	1	0,75	0	0,75	0,75	0,2	0,6	0	1 (3%)	0	0
SLE - FREQ 2	1	1	1	1	1	0,75	0	0,75	0,75	0,2	0	0,6	1 (3%)	0	0
SLE - FREQ 3	1	1	1	1	1	0	0,75	0,75	0,75	0,2	0,6	0	1 (3%)	0	0
SLE - FREQ 4	1	1	1	1	1	0	0,75	0,75	0,75	0,2	0	0,6	1 (3%)	0	0
SLE - FREQ 5	1	1	1	1	0	0,75	0	0,75	0,75	0,2	0,6	0	1 (3%)	0	0
SLE - FREQ 6	1	1	1	1	0	0,75	0	0,75	0,75	0,2	0	0,6	1 (3%)	0	0
SLE - FREQ 7	1	1	1	1	0	0	0,75	0,75	0,75	0,2	0,6	0	1 (3%)	0	0
SLE - FREQ 8	1	1	1	1	0	0	0,75	0,75	0,75	0,2	0	0,6	1 (3%)	0	0
SLE - QPERM 1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0,5	0	1 (6%)	0	0
SLE - QPERM 2	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,5	1 (6%)	0	0
SLE - QPERM 3	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,5	0	1 (6%)	0	0
SLE - QPERM 4	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0,5	1 (6%)	0	0

(*) in ottemperanza al punto 5.1.3.14 tab 5.1.V essendo i permanenti portati compiutamente definiti si opta per applicare un moltiplicatore ai carichi g2' pari a quello dei pesi quindi si applica 1.35 anzichè 1.5.

Per quanto riguarda la sismica si assumerà, per i carichi dovuti al transito dei mezzi $y_2j = 0.2$, quando rilevante, come in questo caso.

4. ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO

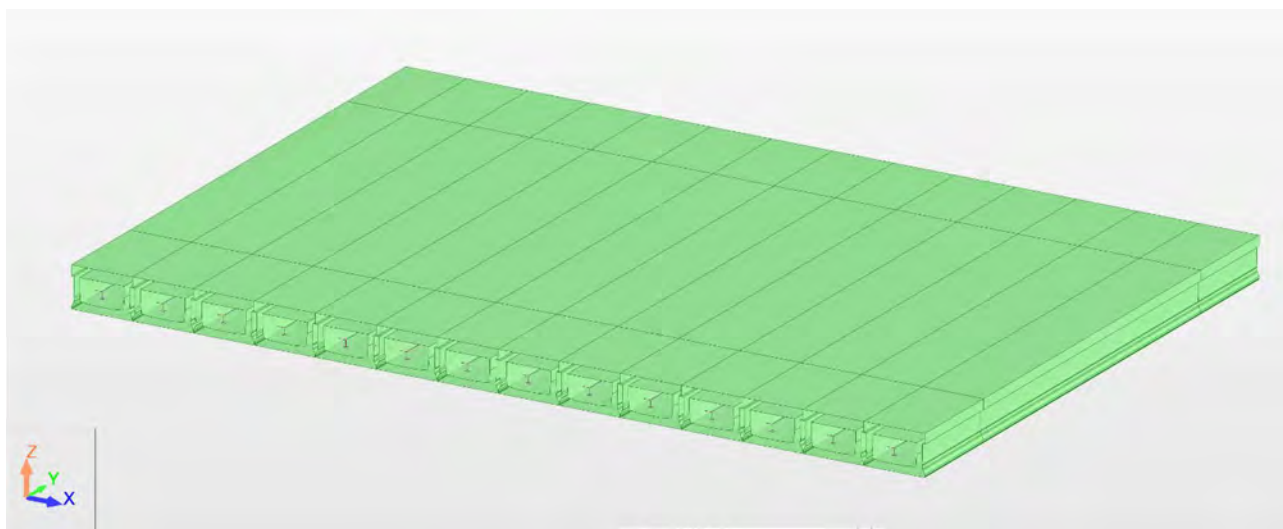
4.1 MODELLO STRUTTURALE

L'opera è stata studiata mediante l'utilizzo di un modello strutturale tridimensionale.

In particolare ad ogni elemento "beam" sono state assegnate aree e caratteristiche inerziali in base alla effettiva sezione.

La soletta è inserita mediante un megaelemento plate di spessore pari a 0.20 mt a cui è assegnato l'offset tra il suo baricentro e quello della trave in modo da rappresentare in modo fedele la geometria ed il comportamento della sezione reale.

I nodi di schema corrispondono a punti caratteristici della struttura.



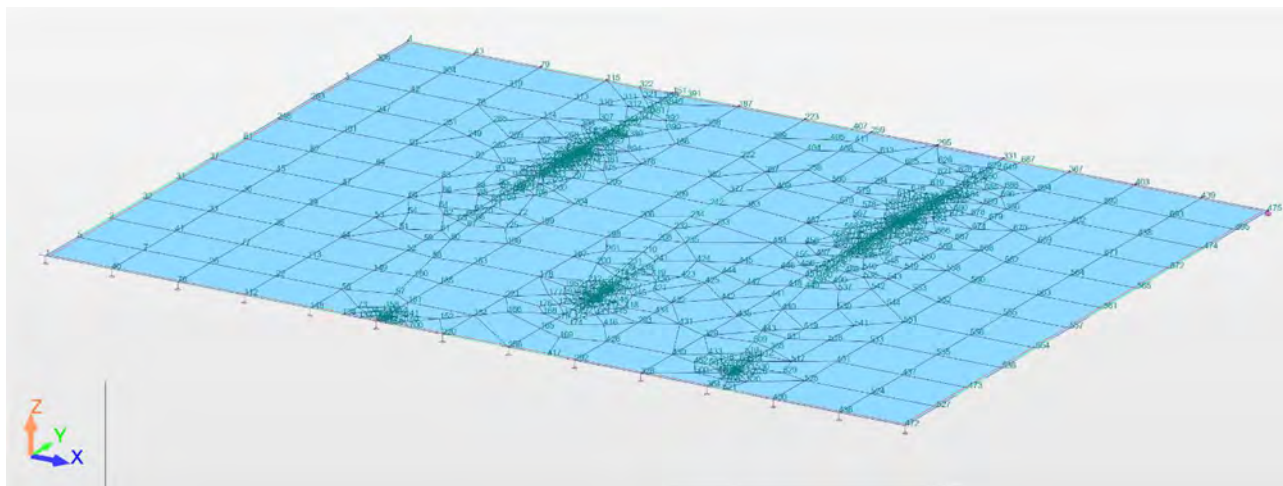
Vista 3d impalcato

4.2 DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Nel seguito sono riportate le numerazioni dei nodi e degli elementi strutturali corredate da immagini che possano permettere l'individuazione degli stessi sul modello di calcolo.

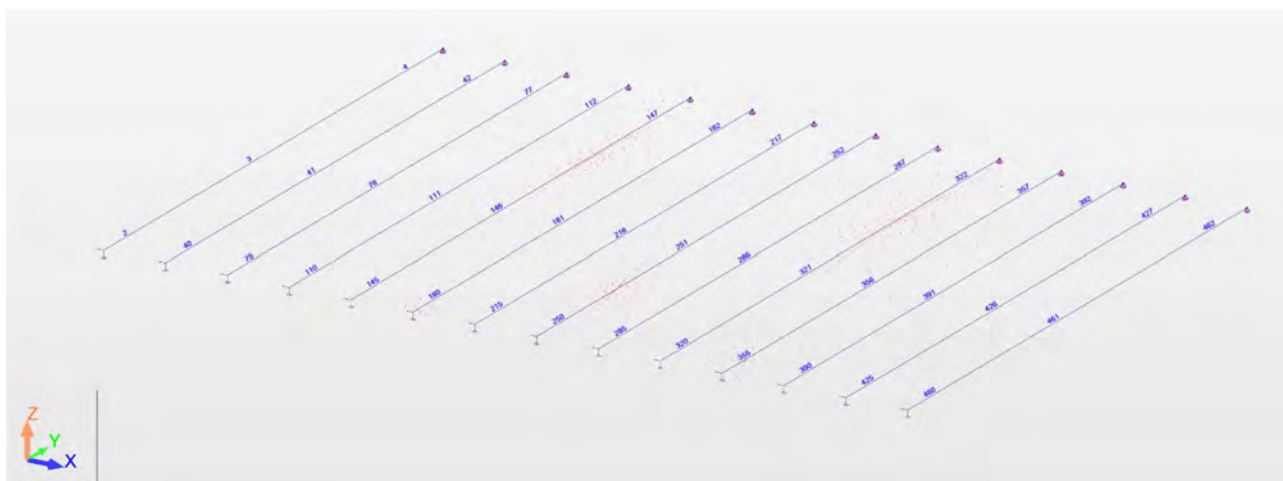
4.2.1 Nodi

Il modello è costituito da 644 nodi.



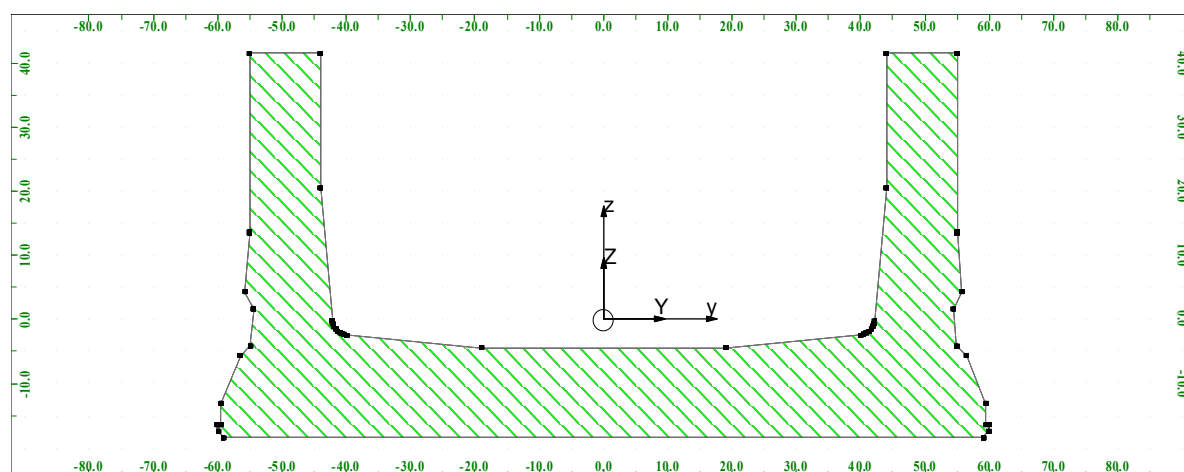
4.2.2 Elementi beam

Il modello è costituito da 42 elementi beam rappresentanti travi di impalcato.



Numerazione degli elementi costituenti impalcato

4.2.3 Sezione beam impalcato



Descrizione della geometria

N. punto	Y	Z
1	-60.0 cm	-16.4 cm
2	-59.5 cm	-16.4 cm
3	-59.5 cm	-13.2 cm
4	-56.5 cm	-5.7 cm
5	-54.9 cm	-4.1 cm
6	-54.4 cm	1.6 cm
7	-55.7 cm	4.3 cm
8	-55.0 cm	13.6 cm
9	-55.0 cm	41.6 cm
10	-44.0 cm	41.6 cm
11	-44.0 cm	20.6 cm
12	-42.2 cm	-0.2 cm
13	-42.1 cm	-0.7 cm
14	-41.9 cm	-1.1 cm
15	-41.6 cm	-1.5 cm
16	-41.3 cm	-1.9 cm
17	-40.9 cm	-2.2 cm
18	-40.4 cm	-2.3 cm
19	-39.9 cm	-2.4 cm
20	-19.0 cm	-4.4 cm
21	19.0 cm	-4.4 cm

22	39.9 cm	-2.4 cm
23	40.4 cm	-2.3 cm
24	40.9 cm	-2.2 cm
25	41.3 cm	-1.9 cm
26	41.6 cm	-1.5 cm
27	41.9 cm	-1.1 cm
28	42.1 cm	-0.7 cm
29	42.2 cm	-0.2 cm
30	44.0 cm	20.6 cm
31	44.0 cm	41.6 cm
32	55.0 cm	41.6 cm
33	55.0 cm	13.6 cm
34	55.7 cm	4.3 cm
35	54.4 cm	1.6 cm
36	54.9 cm	-4.1 cm
37	56.5 cm	-5.7 cm
38	59.5 cm	-13.2 cm
39	59.5 cm	-16.4 cm
40	60.0 cm	-16.4 cm
41	59.9 cm	-17.4 cm
42	59.1 cm	-18.4 cm
43	-59.1 cm	-18.4 cm
44	-59.9 cm	-17.4 cm
45	-60.0 cm	-16.4 cm
46	-60.0 cm	-16.4 cm

Risultati generali

Area

$$A = 2757.57 \text{ cm}^2$$

Centro di gravità

$$Y_c = -0.0 \text{ cm}$$

$$Z_c = -0.0 \text{ cm}$$

Perimetro

$$S = 435.5 \text{ cm}$$

Sistema degli assi principali

Angolo

$$\alpha = 0.0 \text{ Deg}$$

Momenti di inerzia

$$I_x = 0.00 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 774592.08 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 4528822.14 \text{ cm}^4$$

Raggi di inerzia

$$i_y = 16.8 \text{ cm}$$

$$i_z = 40.5 \text{ cm}$$

Coefficienti di rigidezza al taglio

$$A_y = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 0.00 \text{ cm}^2$$

Fattori di resistenza a flessione

$$W_{ely} = 18640.66 \text{ cm}^3$$

$$W_{elz} = 75480.37 \text{ cm}^3$$

Fattori di resistenza al taglio

$$W_y = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$W_z = 0.00 \text{ cm}^2$$

Fattori di resistenza plastica

$$W_{ply} = 0.00 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 0.00 \text{ cm}^3$$

Distanze estreme

$$\begin{aligned}V_y &= 60.0 \text{ cm} \\V_{py} &= 60.0 \text{ cm} \\V_z &= 41.6 \text{ cm} \\V_{pz} &= 18.4 \text{ cm}\end{aligned}$$

Sistema centrale

Momenti di inerzia

$$\begin{aligned}I_{yc} &= 774592.08 \text{ cm}^4 \\I_{zc} &= 4528822.14 \text{ cm}^4 \\I_{yczc} &= -0.00 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

Raggi di inerzia

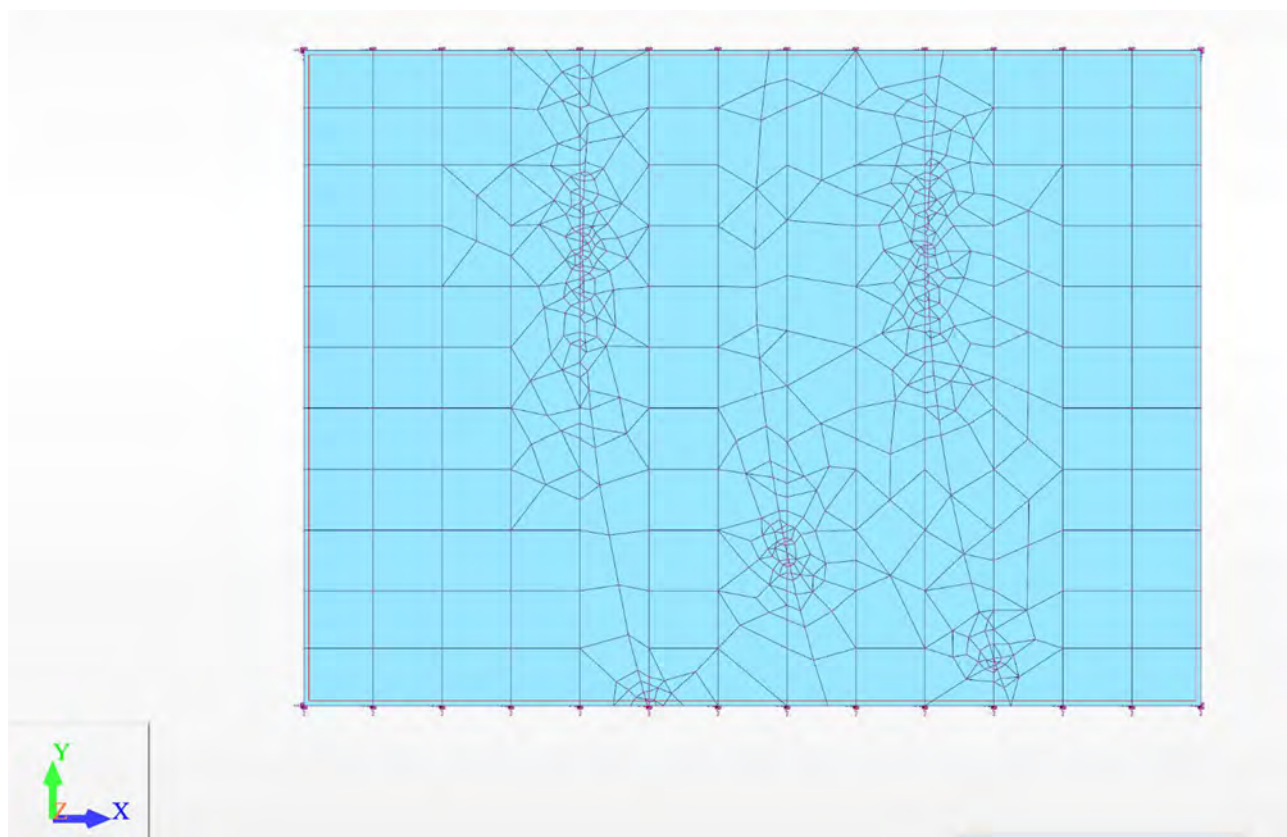
$$\begin{aligned}i_{yc} &= 16.8 \text{ cm} \\i_{zc} &= 40.5 \text{ cm}\end{aligned}$$

Distanze estreme

$$\begin{aligned}V_{yc} &= 60.0 \text{ cm} \\V_{pyc} &= 60.0 \text{ cm} \\V_{zc} &= 41.6 \text{ cm} \\V_{pzc} &= 18.4 \text{ cm}\end{aligned}$$

4.2.4 Elementi plate, piastra

La soletta ha uno spessore costante pari a 20 cm.



Vista dall'alto della mesh della soletta

4.3 PROCEDURA PER INSERIMENTO DEI CARICHI MOBILI

La disposizione longitudinale dei carichi mobili viene determinata studiando le linee di influenza delle sollecitazioni di interesse in corrispondenza dei punti di verifica. Implementata nel software una procedura automatica destinata a determinare la posizione dei carichi mobili più sfavorevole sulla linea di influenza, implementata in forma discreta secondo una successione di ascisse ed ordinate (l'intensità della linea di influenza).

In particolare il software dispone di un applicativo che, fissato il carico normativo e la traiettoria implementa l'involuppo delle sollecitazioni trasmesse alla struttura dal transito lungo la traiettoria prescelta dal carico normativo.

Nell'illustrazione seguente si riporta a titolo esemplificativo il transito in posizione eccentrica del carico Q1k

	Tipo di carico					
1	Carico superficiale	P=937,5	X=0	S=2	DX=0,4	DY=0,4
2	Carico superficiale	P=937,5	X=1,2	S=2	DX=0,4	DY=0,4
=						

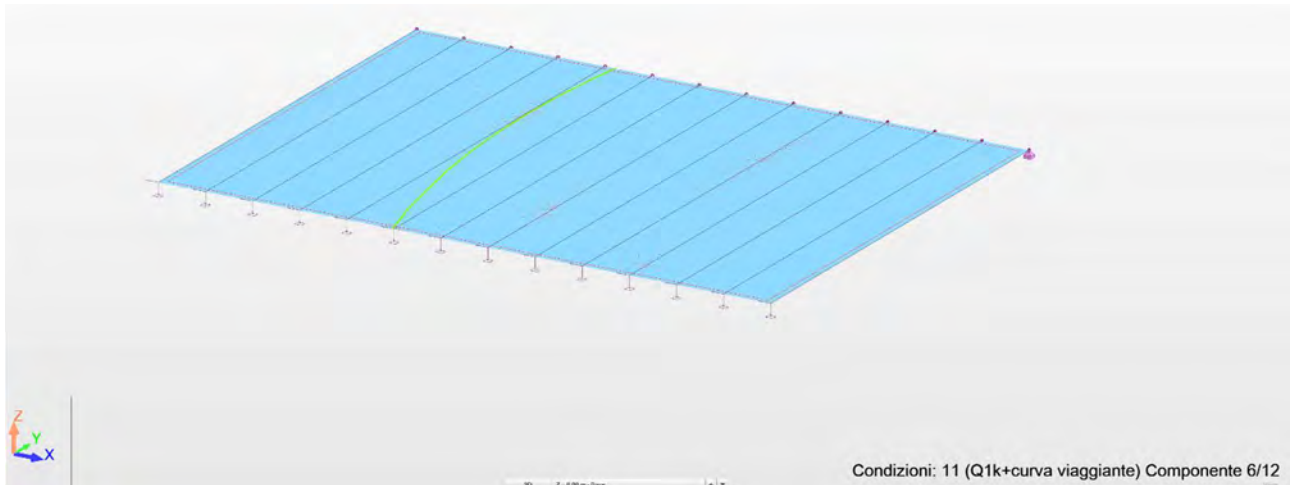
Il carico Q1k è costituito da 4 impronte da 150 KN/cad.

Il modello considera impronte 0.4x0.4 mt e la pressione su ogni impronta è pari a $150/(0.4*0.4) = 937.5$ Kpa

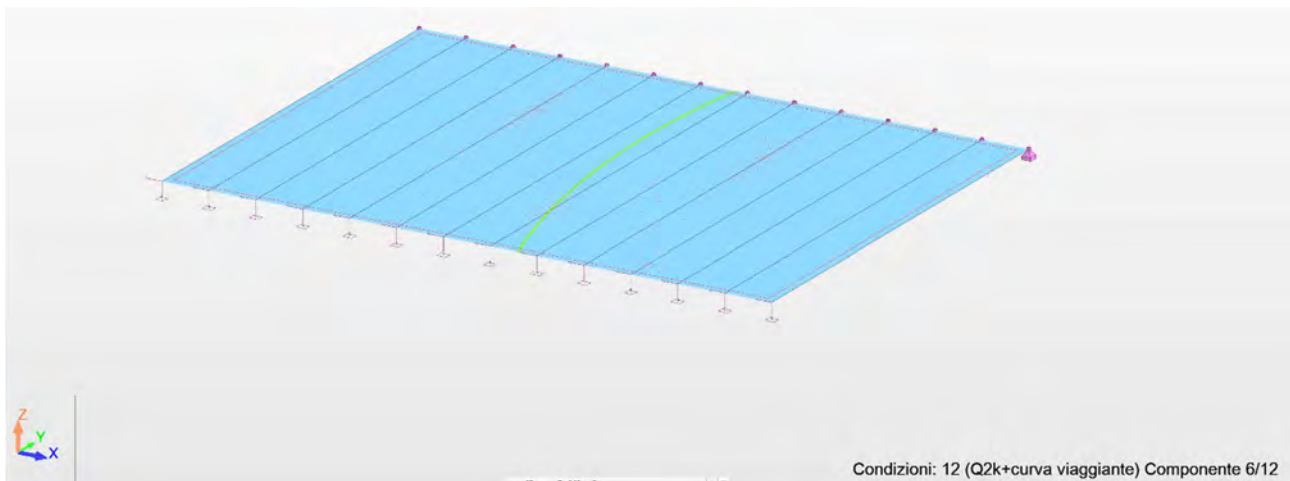
La traiettoria su cui è fatto transitare il carico è rappresentata nel modello dalla linea verde.

Come riportato al precedente punto 2.3.1 i vari carichi mobili vengono fatti transitare di volta in volta sulle traiettorie che consentono di massimizzare le azioni (in condizioni di massimo carico complessivo e di massimo sbilanciamento del carico).

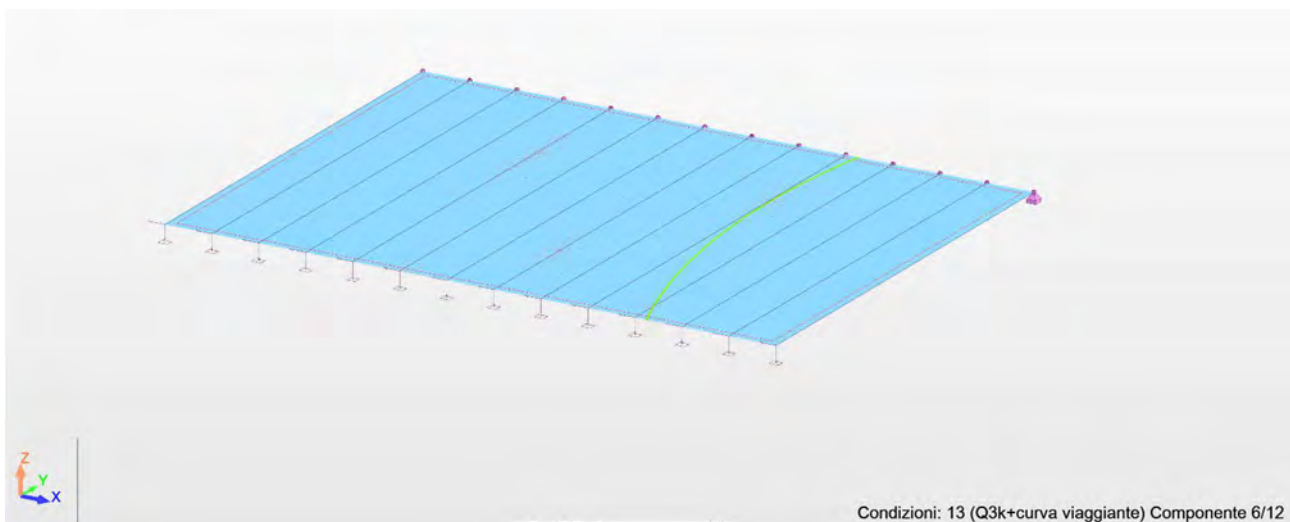
La componente uniforme del carico mobile è assegnata alla piastra come carico uniformemente distribuito sulla superficie occupata.



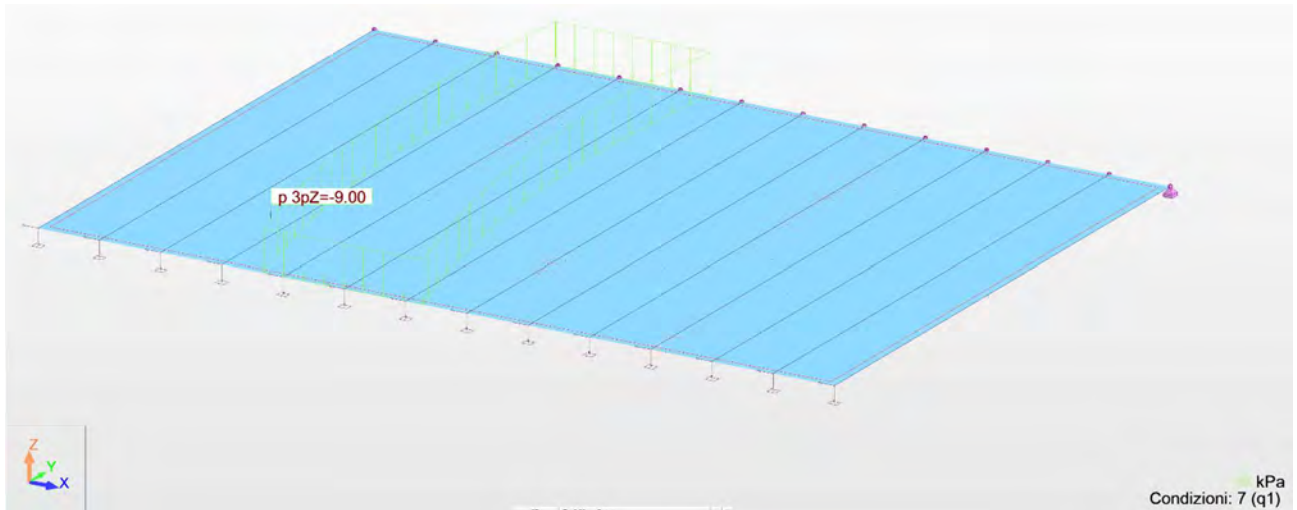
Traiettoria applicazione carico Q1k



Traiettoria applicazione carico Q2k



Traiettoria applicazione carico Q3k

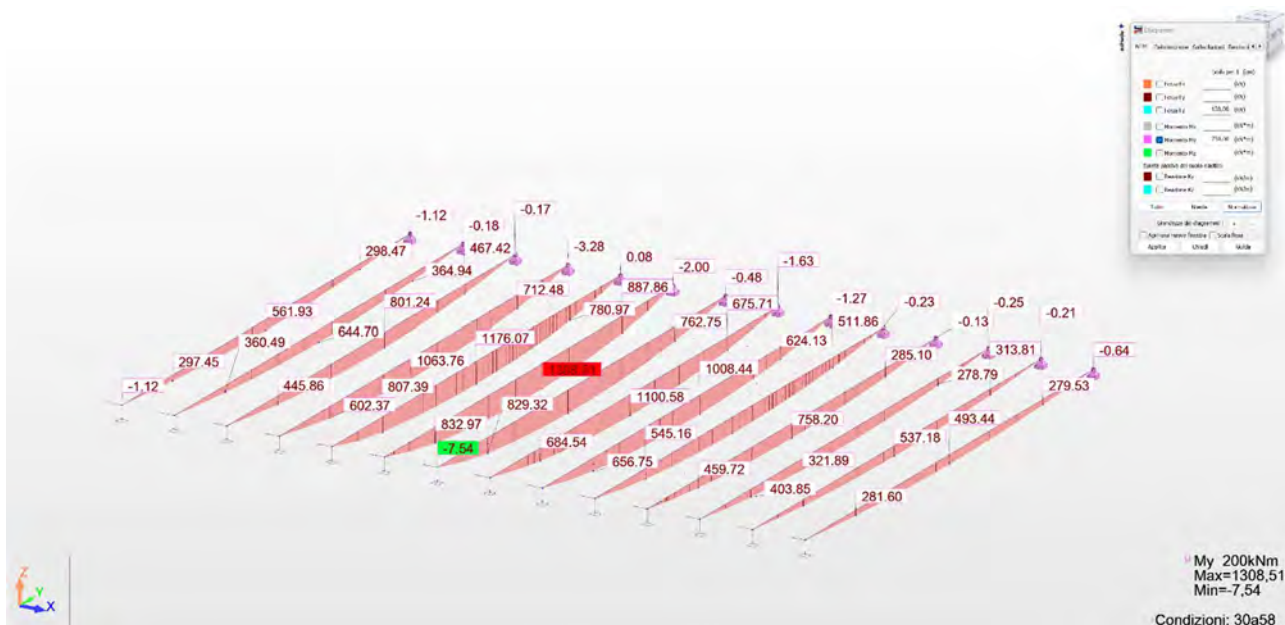


Superficie applicazione carico q1k

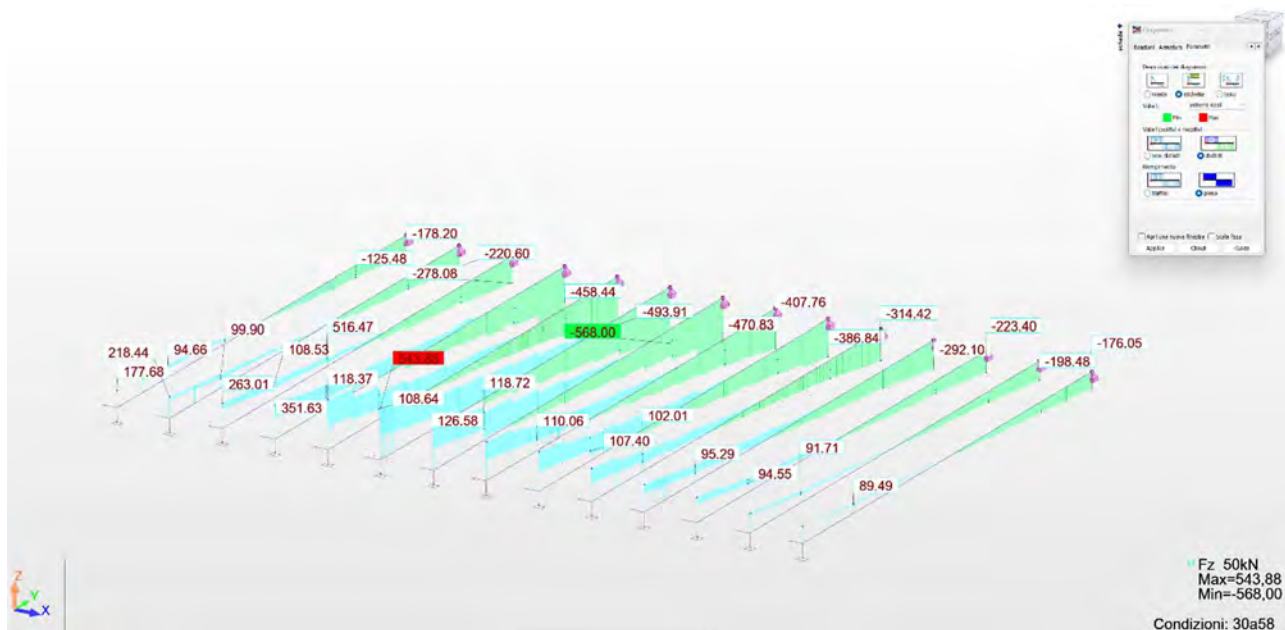
4.4 RISULTATI DEL CALCOLO

4.4.1 Sollecitazioni in fase statica SLU

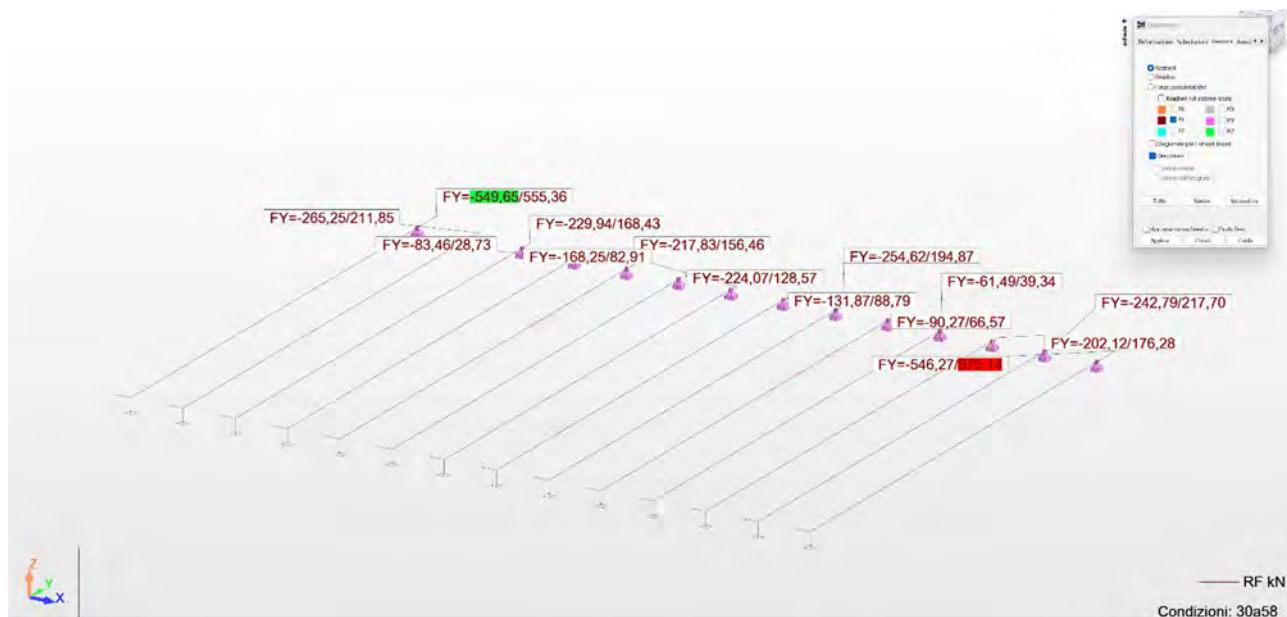
Di seguito si riportano gli involuppi delle sollecitazioni sulle strutture per le combinazioni definite al precedente punto 3.



Involuppo Momenti (u.m. KN,m)



Involuppo Tagli (u.m. KN)



Inviluppo Azione Assiale (u.m. KN)

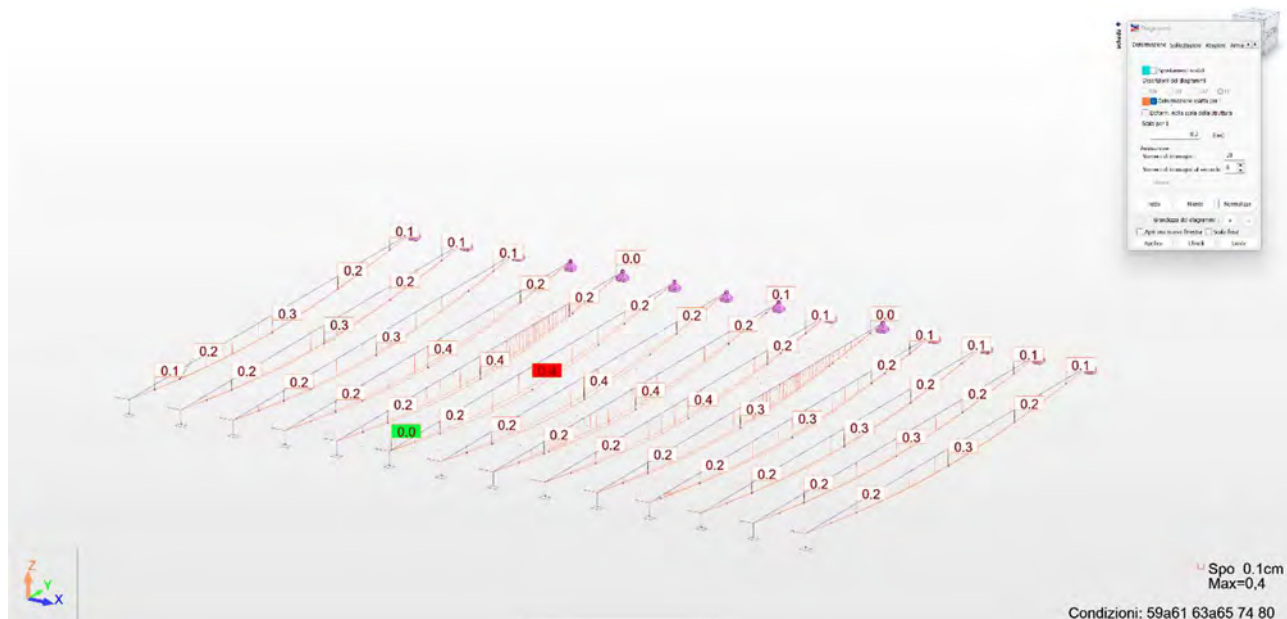
4.4.2 Sollecitazioni in fase SISMICA



Inviluppo Momenti (u.m. KN,m)

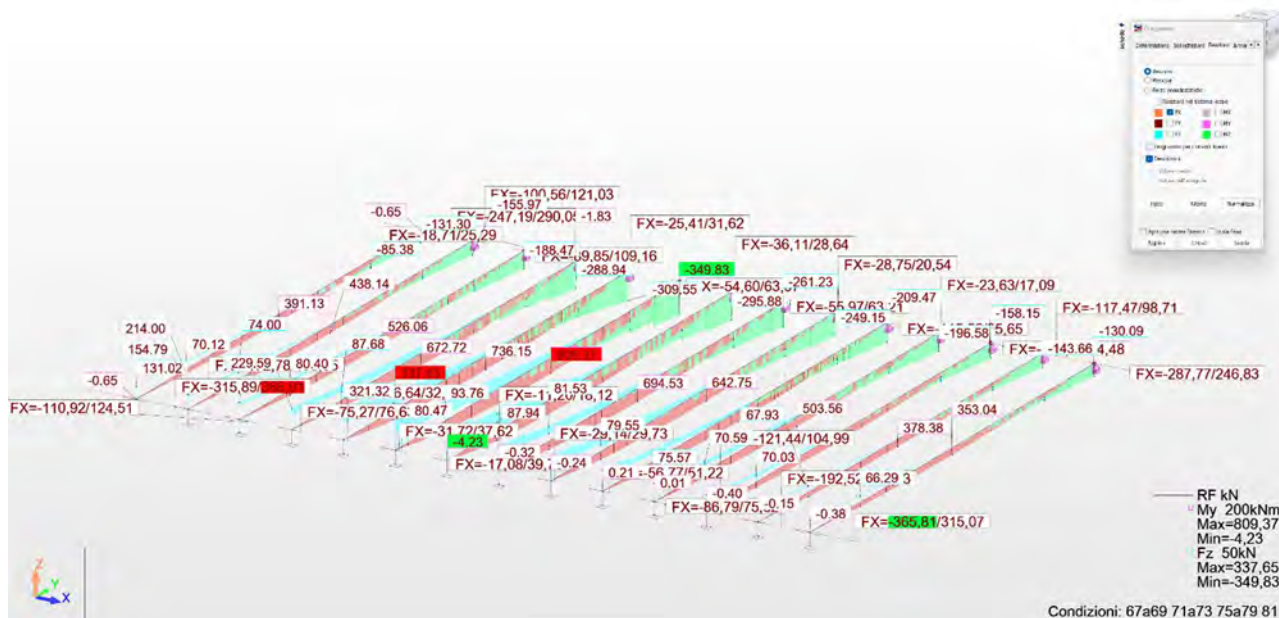


4.4.3 Spostamenti in fase SISMICA

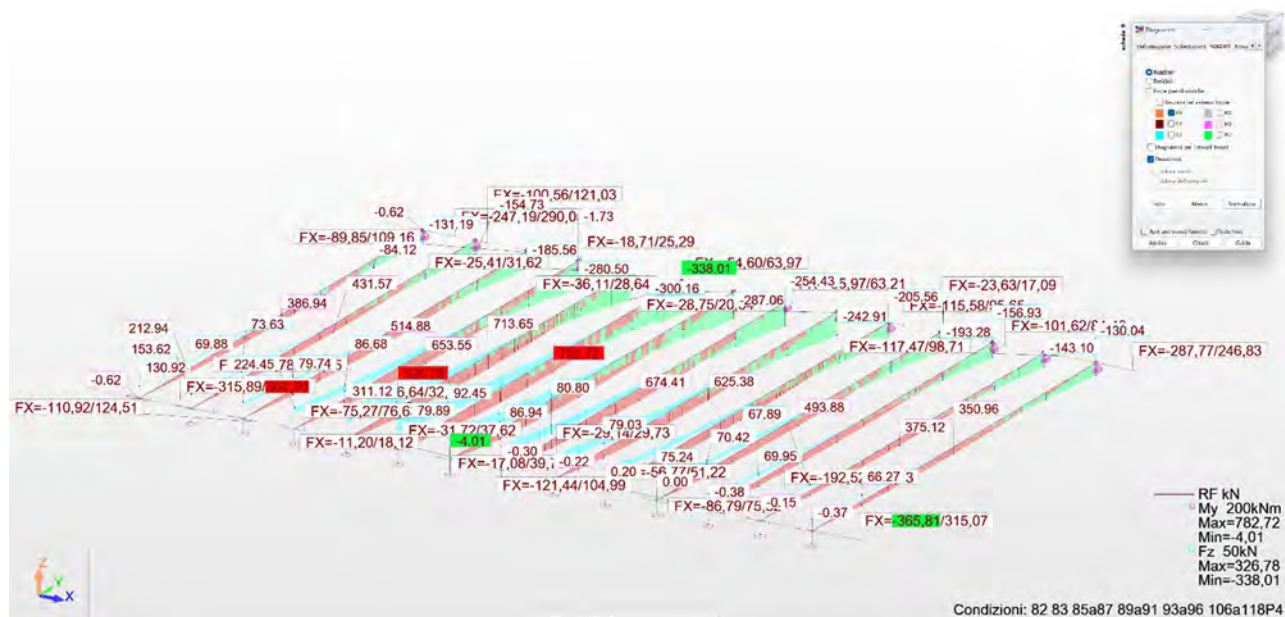


Deformata impalcato inviluppo sisma (u.m. cm)

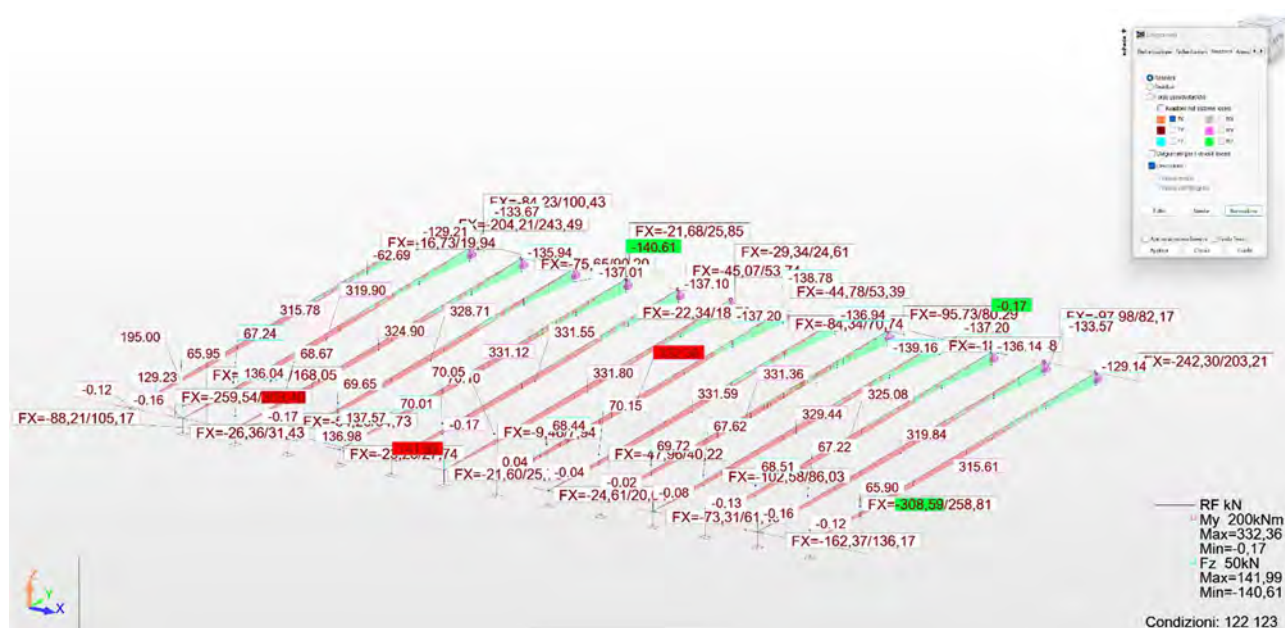
4.4.4 Sollecitazioni in fase statica SLE



Inviluppo sollecitazioni SLE Rare (u.m. KN, m)



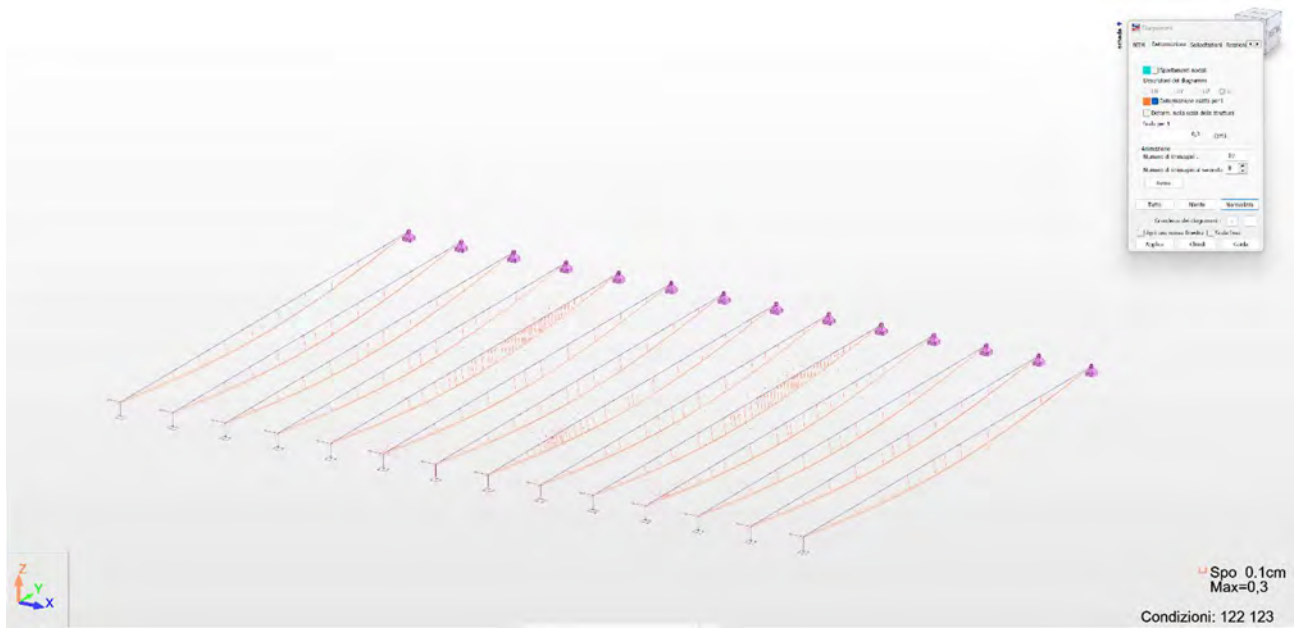
Involuppo sollecitazioni SLE Frequenti (u.m. KN, m)



Involuppo sollecitazioni SLE Quasi permanenti (u.m. KN, m)

4.4.5 Deformazione in fase statica SLE





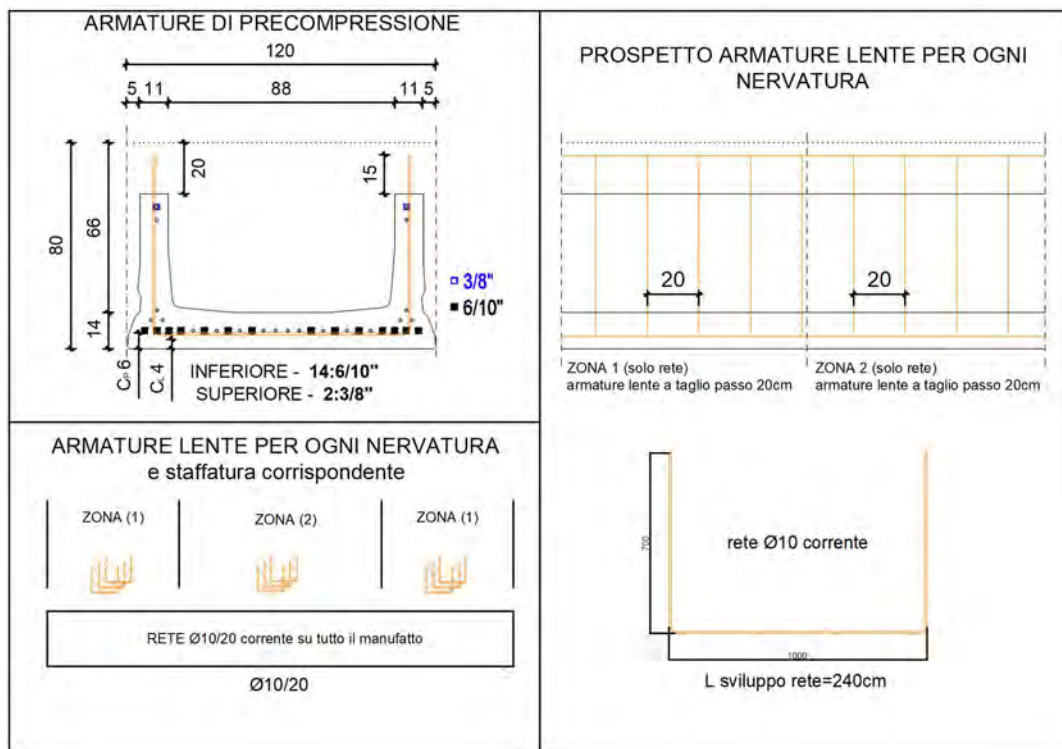
Deformazioni Quasi permanenti (u.m. cm)

5. PREDIMENSIONAMENTO DEL PREFABBRICATO

Poiché l'impalcato è costituito da un elemento prefabbricato di seguito si riporta il predimensionamento dell'elemento.

Materiali															
Calcestruzzo prefabbricato				Rck 55				Calcestruzzo in opera				Rck 40			
f_{cpk}	E_{cp}	f_{cpkj}	E_{cpj}	γ_{cp}	f_{ck}	E_c	γ_c								
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²									
46,8	36639	27,0	31668	1,40	34,0	33837	1,50								
Acciaio da precompressione a basso rilassamento								Acciaio armatura lenta Tipo B450C							
f_{ptk}	$f_{p(1)k}$	E_{sp}	γ_{sp}	f_{tk}	f_{yk}	E_s	γ_s								
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²									
1860	1670	196000	1,15	540	450	210000	1,15								
Caratteristiche del manufatto															
Descrizione	Peso	Altezza	Tipo armatura	Larghezza	Somma	Spessori solette		Area	Momento	Pos.	Tensioni a tempo				
		kg/m		H	B	b _w	S _{sup}	S _{inf}	A _i	J	X _i	σ_{cpi}	σ_{cps}		
	mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm	N/mm ²	N/mm ²			
Top Bridge U14H6	714	600	n.d.	1200	220	0	140	285600	8,05E+09	178	-11,9	1,9			
Armature da precompressione															
	Armatura inferiore 1			Armatura intermedia 2			Armatura intermedia 3			Armatura superiore 1		Armatura superiore 2			
	n.	Area	c	n.	Area	c	n.	Area	c	n.	Area	c	n.	Area	c
		mm ²	mm		mm ²	mm		mm ²	mm		mm ²	mm		mm ²	mm
A8															
3x3															
3/8"		1946	70							2	104	550			
1/2"															
6/10"	14														
Armatura lenta inferiore agli appoggi															
Descrizione	Posizione 1 - Nocciolo			Posizione 2			Posizione 3								
	n°	diametro	Lunghezza	n°	diametro	Lunghezza	n°	diametro	Lunghezza						
		mm	cm		mm	cm		mm	cm						
	1	16	200	16	16	150									
Armatura lenta superiore agli appoggi															
Descrizione	Posizione 1 - Nocciolo			Posizione 2			Posizione 3								
	n°	diametro	Lunghezza	n°	diametro	Lunghezza	n°	diametro	Lunghezza						
		mm	cm		mm	cm		mm	cm						
	1	16	200	16	16	200									
Schema statico															
Descrizione	Luce di calcolo		Spessore soletta	Altezza solaio	Area ideale	Momento d'inerzia	Posizione asse neutro	Lunghezza Fresaure							
	I fase	II fase													
	L _i	L _{II}													
	m	m													
	1120	11,20	200	800	539737	4,56E+10	424	200							

Verifica allo SLU per flessione					Verifiche SLE tensionali in esercizio												
Momento positivo					Verifiche in campata												
Sollecitante	Resistente	Rapporto					Lembo sup. solaio		Lembo sup. pref.		Lembo inf. pref						
M _s	M _r	M _r /M _s	Calcolato				Limite	Calcolato	Limite	Calcolato	Limite						
kNm	kNm		N/mm ²				N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²						
1308.51	1890.22	1.44		Comb. RARA	-4.64	-20.40	-17.16	-22.09	0.43	3.89							
				Comb. Q.PERM	-1.56	-15.30	-15.71	-21.04	-3.04	3.89							
Verifica allo stato limite ultimo per taglio																	
Zona 1 - fresatura o trave in appoggio					Zona 2 - Tratto non fessurato allo SLU					Zona 3 - Tratto fessurato allo SLU					Verifica armatura all'appoggio		
θ	Ascissa	Sollecit.	Resist.	Rapporto	θ	Ascissa	Sollecit.	Resist.	Rapporto	θ	Ascissa	Sollecit.	Resist.	Rapporto	Area di acciaio	Tensione nell'acciaio	
[°]		V _s	V _r	V _r /V _s	[°]		V _s	V _r	V _r /V _s	[°]		V _s	V _r	V _r /V _s	A _s	σ _s	
23	cm	kN	kN		45	cm	kN	kN		23	cm	kN	kN		mm ²	N/mm ²	
V _{Rd}	0	568.00	584.29	1.03	V _{Rd}	153	472.31	584.29	1.24	V _{Rd}	525	240.30	475.67	1.98	3418	208	
V _{Rd,max}			1282.07	2.26	V _{Rd,max}			1282.07	2.71	V _{Rd,max}			922.24	3.84			
Verifica allo stato limite di fessurazione														Verifica allo stato limite di deformazione			
Condizioni ambientali	Combinazione di carico FREQUENTE			Combinazione di carico QUASI PERMANENTE			Freccia in opera, con i getti		Freccia a tempo infinito (comb. "quasi permanente")		Freccia elastica teoria (comb. "rara")						
							mm		mm		mm						
XC4 XF1	Sezione non fessurata interamente reagente			Sezione non fessurata interamente reagente			-5.6		-1.0		6.0						
Aggressive	Tensione al lembo inferiore	N/mm ²	-0.7	Tensione al lembo inferiore	N/mm ²	-3.0	L / 2000		L / 11600		L / 1933						
Il calcolo delle deformazioni è teorico e dipende da molteplici fattori non controllabili in fase di progettazione come tempo di accatastamento, tempo di applicazione del carico, condizioni ambientali di temperatura ed umidità, e può differire sensibilmente da quello calcolato (+/- 0,2% L)																	

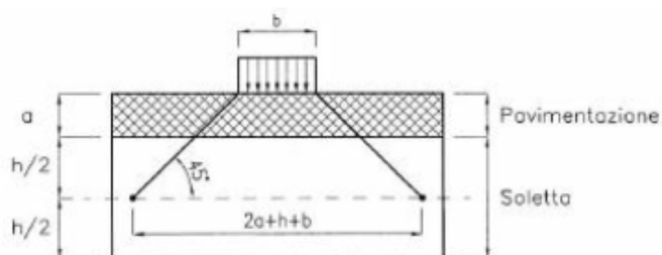


6. VERIFICA DELLA SOLETTA

6.1 SEZIONE INDEFINITA

La verifica della sezione trasversale della soletta collaborante viene effettuata considerando uno schema a trave continua su più appoggi con applicati i carichi permanenti dati dal manto stradale e gli elementi accessori (guard rail, cordoli etc...) oltre al carico variabile imposto dallo schema di carico 2 (rif. NTC 18 – par. 5.1.3.3.6) per le verifiche locali.

I carichi da considerare ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della soletta stessa. La diffusione nello strato di ricoprimento terra si considera con angolo pari a 30°.

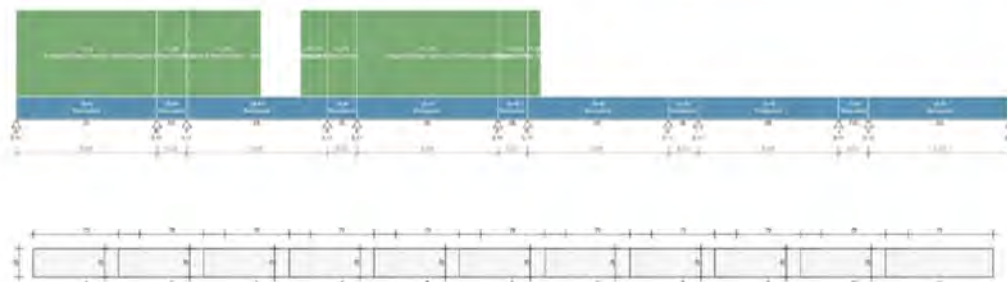


Ai fini della valutazione degli effetti locali si fa riferimento alla coppia di carichi concentrati, a distanza di 2m, da 200 kN su impronta rettangolare da 35x60 cm (Schema 2), con il lato lungo orientato in direzione normale all'asse longitudinale del ponte. La proiezione dell'impronta fino all'asse mediano della soletta porta a considerare un'area di carico rettangolare, avente lati pari a:

$$bl = 35 + 2 \times (10 + 20/2) = 75 \text{ cm (direzione longitudinale);}$$

$$bt = 60 + 2 \times (10 + 20/2) = 100 \text{ cm (direzione trasversale).}$$

Schema statico



Geometria

Nome	Campata		Caratteristiche della sezione			
	Lunghezza [m]	Sezione	B max [cm]	H max [cm]	Area A [cm ²]	Inerzia I [cm ⁴]
C1	0,990	1	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C2	0,210	2	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C3	0,990	3	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C4	0,210	4	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C5	0,990	5	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C6	0,210	6	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C7	0,990	7	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C8	0,210	8	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C9	0,990	9	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C10	0,210	10	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0
C11	0,990	11	75,0	20,0	1.500,0	50.000,0

Appoggi e vincoli

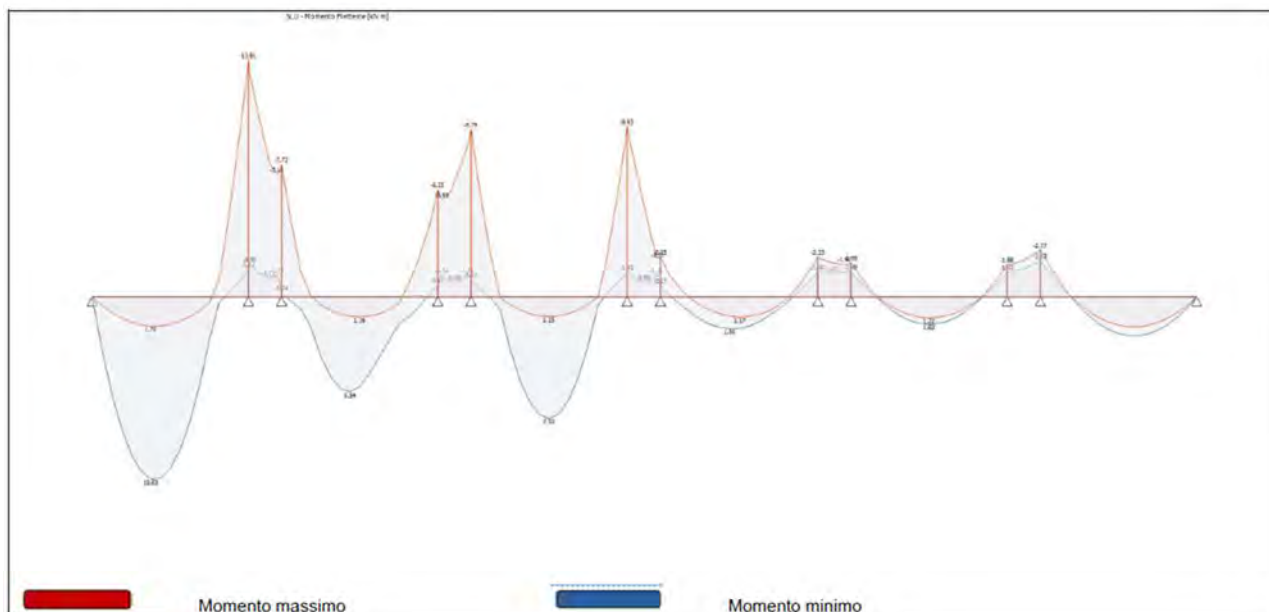
Nome	Larghezza [m]	Tipo di Vincolo	Parametro caratteristico
A	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
B	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
C	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
D	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
E	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
F	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
G	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
H	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
I	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
J	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
K	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
L	0,110	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %

Carichi agenti

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
C1	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,000	3,68 kN/m	0,990	3,68 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	0,000	18,40 kN/m	0,990	18,40 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Schema 2 – Ponte 1 ^a CAT.	0,000	71,70 kN/m	0,990	71,70 kN/m
C2	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,000	3,68 kN/m	0,210	3,68 kN/m
C2	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	0,000	18,40 kN/m	0,210	18,40 kN/m

SLU

Diagramma del Momento Flettente



Reazioni vincolari

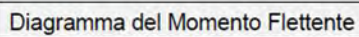
Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	53,94	8,68
B	154,46	-11,70
C	96,22	-50,15
D	76,92	-28,81
E	119,33	-9,82
F	120,52	11,24
G	39,46	-29,49
H	20,37	12,68
I	17,80	11,41
J	13,26	9,55
K	24,31	18,60
L	11,42	8,78

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	0,00	0,00	-8,68	-53,94
C1	0,371	10,63	1,70	0,00	0,00
C1	0,990	-1,62	-13,81	81,39	12,57
C2	0	-1,62	-13,81	24,27	-73,07
C2	0,013	-1,91	-7,14	0,00	0,00
C2	0,210	-0,24	-7,72	36,88	-59,21
C3	0	-0,24	-7,72	-9,06	-59,34
C3	0,433	5,54	1,16	0,00	0,00
C3	0,990	-0,68	-6,25	43,64	9,74
C4	0	-0,68	-6,25	38,55	-33,28
C4	0,026	-1,30	-5,69	0,00	0,00

C4	0,210	-1,02	-9,79	51,74	-20,00
C5	0	-1,02	-9,79	-10,18	-67,59
C5	0,495	7,10	1,15	0,00	0,00
C5	0,990	-1,43	-9,92	68,06	10,73
C6	0	-1,43	-9,92	-0,51	-52,46
C6	0,184	-1,30	-2,21	0,00	0,00
C6	0,210	-0,67	-2,35	15,63	-39,23
C7	0	-0,67	-2,35	-9,74	-23,83
C7	0,433	1,86	1,17	0,00	0,00
C7	0,990	-1,45	-2,33	15,52	10,76
C8	0	-1,45	-2,33	-1,92	-4,84
C8	0,092	-1,37	-1,92	0,00	0,00
C8	0,210	-1,49	-1,99	3,46	0,44
C9	0	-1,49	-1,99	-10,97	-14,34
C9	0,495	1,60	1,22	0,00	0,00
C9	0,990	-1,43	-1,88	14,14	10,83
C10	0	-1,43	-1,88	1,28	0,89
C10	0,210	-2,13	-2,77	7,30	5,52
C11	0	-2,13	-2,77	-13,08	-17,00
C11	0,619	2,26	1,74	0,00	0,00
C11	0,990	0,00	0,00	11,42	8,78

Diagramma della Deformata Elastica



SLE FREQUENTI

Diagramma della Deformata Elastica

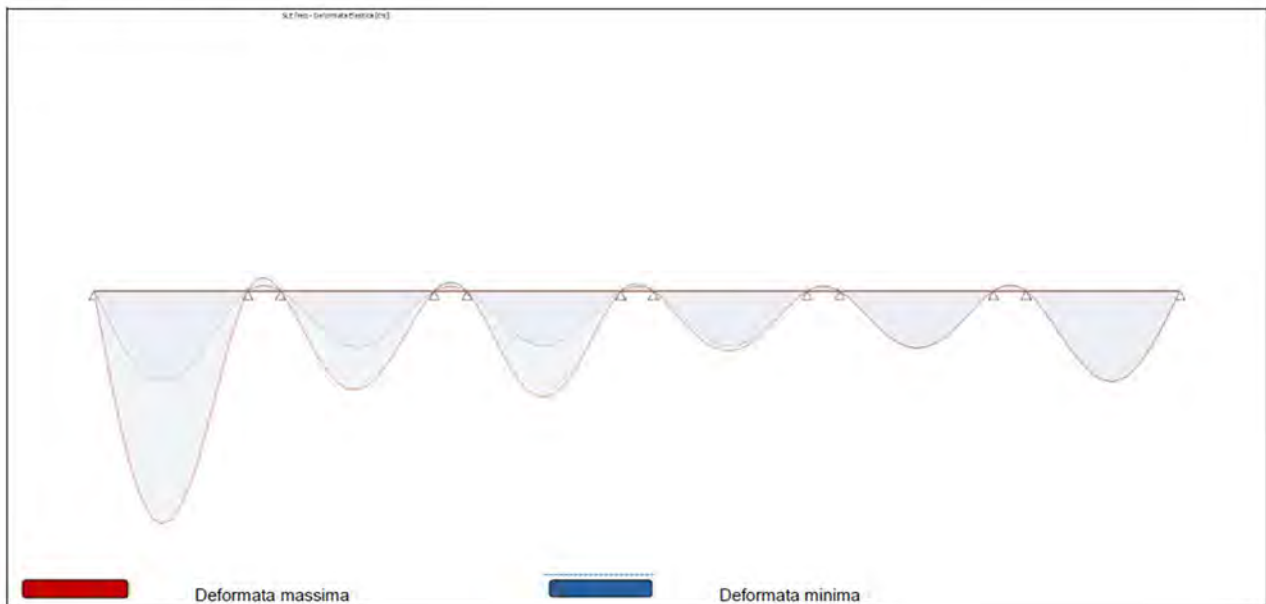
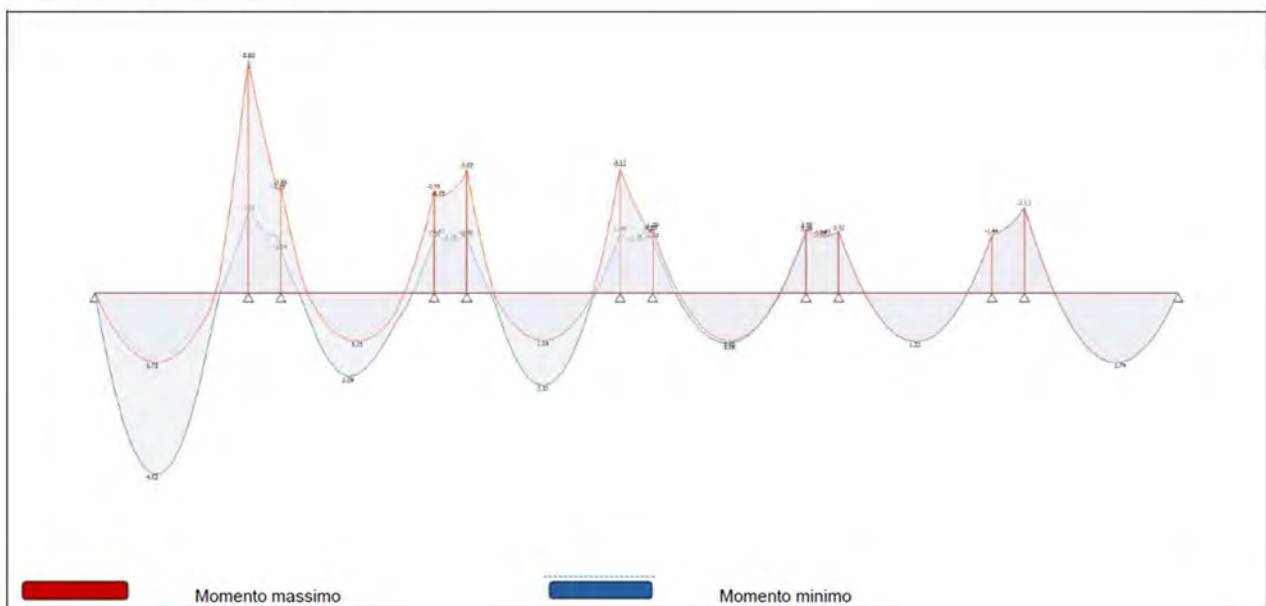


Diagramma del Momento Flettente



SLE QUASI PERMANENTI

Diagramma della Deformata Elastica

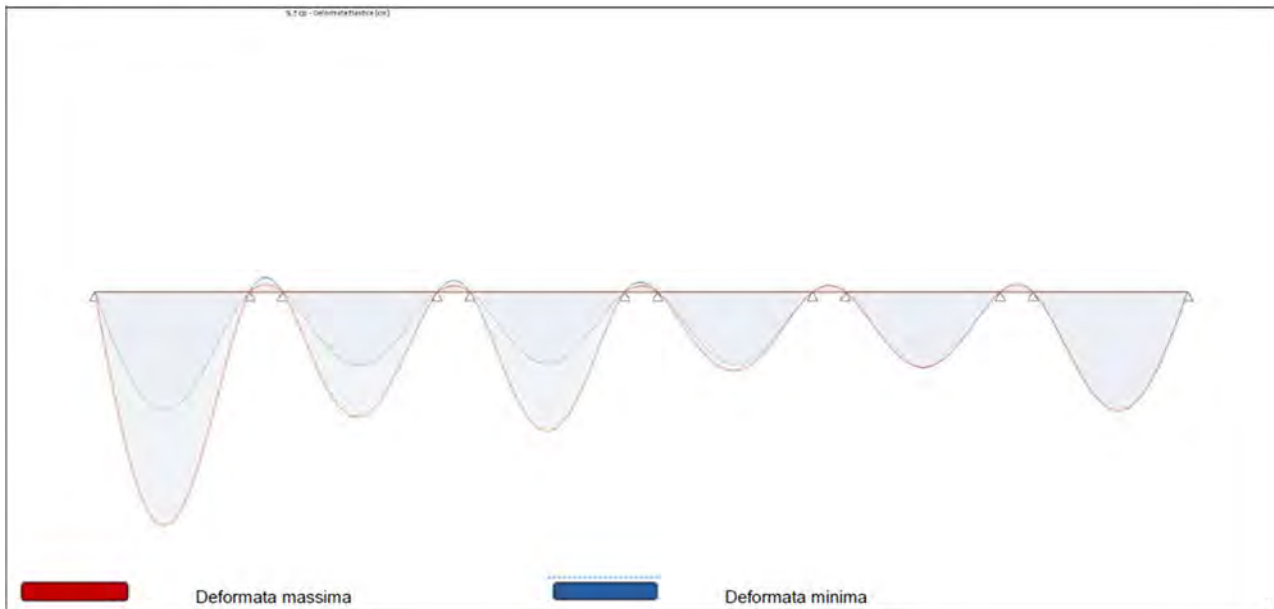
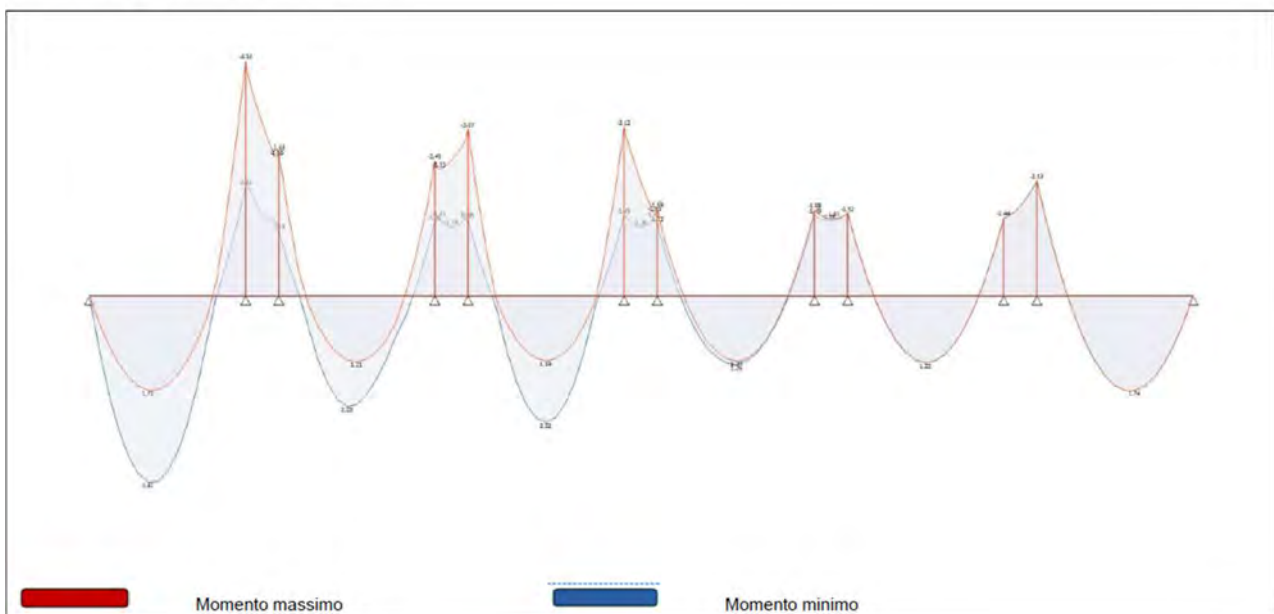


Diagramma del Momento Flettente



Con i valori di sollecitazione sopra esposti si procede alla verifica di una sezione unitaria avente spessore di 20 cm armata mediante 5Φ14 al positivo e 5 Φ14 al negativo.

OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;

Sismicità: edif. in zona sismica; Classe duttilità: B;

Elemento costr.: SOLETTA;

Cond. Ambientali: aggressive; Sensibilità armature: poco sensibili.

MATERIALI:

Calcestruzzo: C32/40; $R_{ck}=40.00$; $E_c=33642.78$; N/mm²; $\gamma_c=1.50$

$f_{ck}=33.20$; $f_{cd}=18.81$; $f_{ctk}=2.17$; $f_{ctd}=1.45$; $f_{ctm}=3.10$; $f_{cfm}=3.72$; (in N/mm²)

Grafico tensioni/deformazioni cls: $f_2=18.81$ N/mm²; $\epsilon_{cu2}=0.0035$; $\epsilon_{c2}=0.0020$

Acciaio barre: B450C; $\gamma_s=1.15$

$f_{yk}=450.00$; $f_{yd}=391.30$; $f_{bd}=3.25$; $E_s=206000.00$; (in N/mm²);

Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\sigma_u=0.0675$; $k=1.15$

Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si

Acciaio staffe: $f_{yks}=430.00$, $f_{yds}=373.91$ (in N/mm²)

Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)•100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base (cm): B = 100.00 cm; Base (cm): H = 20.00 cm

Rotazione: rot = 0.00 gradi

Area totale acciaio : $A_{st} = 15.39$ cm²

Copriferro di progetto : c = 3.00 cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: $A_{cls} = 2000.00$ cm²; Baricentro: $X_{gcls} = -0.00$ cm; $Y_{gcls} = 0.00$ cm

Momenti d'inerzia: $J_x = 66666.67$ cm⁴; $J_y = 1666666.67$ cm⁴; $J_{xy} = 0.00$ cm⁴;

Momenti principali d'inerzia: $J_{csi} = 1666666.67$ cm⁴; $J_{eta} = 66666.67$ cm⁴;

Angolo tra l'asse principale d'inerzia c_{si} e l'asse x: $\theta = -1.57$ rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KNm).

Combinazioni stati limite ultimi:						
comb	N	Mx	Vx	My	Vy	Mt
1	0.00	10.63	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-13.81	0.00	0.00	81.39	0.00

Combinazioni rare:			
comb	N	Mx	My
1	0.00	7.32	0.00
2	0.00	-9.49	0.00

Combinazioni frequenti:			
comb	N	Mx	My
1	0.00	4.52	0.00
2	0.00	-5.80	0.00

Combinazioni quasi permanenti:			
comb	N	Mx	My
1	0.00	3.42	0.00
2	0.00	-4.34	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 2):

Equaz. asse neutro $ax+by+c=0$: $a=-0.000000$; $b=-2000.000000$; $c=-14097.318171$

Angolo asse neutro-asse x : $\alpha = -180.00000$ gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls : $\varepsilon_c = 3.50000 / 1000$ Deformazione massima acciaio : $\varepsilon_f = -15.83020 / 1000$ Deformazione minima acciaio : $\varepsilon_f = -0.88784 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

NS=0.00; MxiS=-0.00; MyiS=13810.00; TxiS=-81390.00; TyiS=0.00

Ecc. aggiuntiva minima considerata: nessuna

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

NR= 4.44; MxiR= -0.00; MyiR= 50255.04

Mxi0=-0.00, Myi0=0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR=((MxiR-Mxi0)²+(MyiR-Myi0)²)^{1/2}=50255.04; MS=((MxiS-Mxi0)²+(MyiS-Myi0)²)^{1/2}=13810.00

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 3.6390 > 1 VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE (AfTot=15.39 cm²; AreaCls=2000.00 cm²)Armatura tesa (comb. 1): Aft=15.39 cm² > 0.26•fctm•bt•d/fyk=2.92 cm²Aft=15.39 cm² > 0.0013•bt•d=2.12 cm²

con: bt=100.00 cm; d=16.30 cm

Aftesa max (comb. 1)=15.39 cm² e Afcompr max (comb. 1)=0.00 cm² < 0.04•AreaCls=80.00 cm²

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRINCIAMENTO BARRE

Comb. N.: 2; Vsu=81390.00 N; $\tau_{maxTr}=Vsu/Af=52.8719 < f_{yd}=391.3000 \text{ N/mm}^2$

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 2; (fcd=18.8100, fctd=1.45, fck=33.20 in N/mm²)

Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.

VEd=81390.00 N; d=16.30 cm; bw=100.00 cm; $\rho_L=0.009444$; k=2.0000, $\sigma_{CP}=0.0000$, Vmin=0.5704VRd1=(0.18•k•(100• ρ_L •fck)^{1/3})/ γ_C + 0.15• σ_{CP} •bw•d = 123357.15 NVRd2=(Vmin + 0.15• σ_{CP})•bw•d = 92975.75 N

VEd < max(VRd1, VRd2) => VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI (fck = 33.20 N/mm²)Comb. rara n.ro 2: Tens. cls= 2.42 < 0.60•fck = 19.92 N/mm²Comb. rara n.ro 2: Tens. acciaio= -85.24 > -0.80•fyk = -360.00 N/mm²Comb. q. per. n.ro 2: Tens. cls= 1.11 < 0.45•fck = 14.94 N/mm²

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 2: Tens. min. cls= -0.76 N/mm²; $\sigma_t=fctm/1.2=-2.58 \text{ N/mm}^2$, fcfk=-2.60 N/mm²wk=1.7•srm• $\varepsilon_{sm}=0.0000 \text{ mm} < w_2=0.3 \text{ mm}$ VERIFICA POSITIVAComb. q. per. n.ro 2: Tens. min. cls= -0.57 N/mm²; $\sigma_t=fctm/1.2=-2.58 \text{ N/mm}^2$, fcfk=-2.60 N/mm²wk=1.7•srm• $\varepsilon_{sm}=0.0000 \text{ mm} < w_1=0.2 \text{ mm}$ VERIFICA POSITIVA

ooooooooooooooooooooo VERIFICHE TUTTE POSITIVE ooooooooooooooooooooo

VERTICI SEZIONE:			
Nv	X (cm)	Y (cm)	$\varepsilon_c \times 1000$
1	-50.00	-10.00	3.50
2	-50.00	10.00	-20.22
3	50.00	10.00	-20.22
4	50.00	-10.00	3.50

BARRE LONGITUDINALI:				
Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	$\varepsilon_f \times 1000$
1	46.30	-6.30	14.00	-0.89
2	23.15	-6.30	14.00	-0.89

3	0.00	-6.30	14.00	-0.89
4	-23.15	-6.30	14.00	-0.89
5	-46.30	-6.30	14.00	-0.89
6	-46.30	6.30	14.00	-15.83
7	-23.15	6.30	14.00	-15.83
8	-0.00	6.30	14.00	-15.83
9	23.15	6.30	14.00	-15.83
10	46.30	6.30	14.00	-15.83

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE:		
Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-50.00	-7.05
2	50.00	-7.05

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni											
NSi, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia											
NRi, MRxi, MRyi: azioni resistenti " " " "											
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU											
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione											
TV: tipo verifica N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante; C = NS>Nrd o il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole											
(NRd=fcd•Acls•0.65=2445.30 KN) ; T = NS<Nrt o il fattore Nrt/NS risulta piu' sfavorevole (Nrt= -683.68 KN); E = l'eccentricità della sollecitazione è inferiore											
al minimo imposto dalla normativa; ? = Sezione non verificabile; 0 = Azioni nulle											
V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata, con un N se la combinazione non converge											
cb	NSi	MSxi	MSyi	NRi	MRxi	MRyi	Aft	Afc	sic.	TV	V
n.ro	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(cm²)	(cm²)			
1	0.00	0.00	-10.63	0.00	-0.00	-50.26	15.39	0.00	4.7277	N	
2	0.00	-0.00	13.81	0.00	-0.00	50.26	15.39	0.00	3.6390	N	
Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU											

6.2 SEZIONE A SBALZO (ADIACENTE A MANUFATTO ESISTENTE)

Nella sezione a sbalzo la soletta ha un aggetto massimo pari a circa 2.2 mt.

Si eseguono le verifiche della sezione a sbalzo considerando:

Sovraccarico pari a 1.00 mt di terreno vegetale + Neve

Schema statico sbalzo incastrato.

Il sovraccarico permanente (riferito ad una striscia unitaria) è pari a:

Peso soletta = $0.2 \cdot 25 = 5$ KN/ml

Permanenti portati = $1 \cdot 19 = 19$ KN/ml

Neve = 1.5 KN/ml

Combinazione SLU

$M^{(-)} = 1.35 \cdot (5+19) \cdot 2.2^2/2 + 1.5 \cdot 1.5 \cdot 2.2^2/2 \approx -84$ KNm

$T = 1.35 \cdot (5+19) \cdot 2.2 + 1.5 \cdot 1.5 \cdot 2.2 \approx 76.5$ KN

Combinazione SLE (rare, frequenti e quasi permanenti tab. 5.1.VI NTC2018).

$M = (5+19) \cdot 2.2^2/2 \approx -58$ KNm

$T = (5+19) \cdot 2.2 \approx 53$ KN

Con i valori di sollecitazione sopra esposti si procede alla verifica di una sezione unitaria avente spessore di 20 cm armata mediante 5Φ22 superiori e 5 Φ16 inferiori.

OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;
 Elemento costr.: SOLETTA; Posiz. sezione: SBALZO; Carico conc.: No
 Cond. Ambientali: aggressive; Sensibilità armature: poco sensibili.

MATERIALI:

Calcestruzzo: C32/40; $R_{ck}=40.00$; $E_c=33642.78$; N/mm²; $\gamma_c=1.50$
 $f_{ck}=33.20$; $f_{cd}=18.81$; $f_{ctk}=2.17$; $f_{ctd}=1.45$; $f_{ctm}=3.10$; $f_{cfm}=3.72$; (in N/mm²)
 Grafico tensioni/deformazioni cls: $f_{t2}=18.81$ N/mm²; $\epsilon_{cu2}=0.0035$; $\epsilon_{c2}=0.0020$
 Acciaio barre: B450C; $\gamma_s=1.15$
 $f_{yk}=450.00$; $f_{yd}=391.30$; $f_{bd}=3.25$; $E_s=206000.00$; (in N/mm²);
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\sigma_u=0.0675$; $k=1.15$
 Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si
 Acciaio staffe: $f_{yks}=430.00$, $f_{yds}=373.91$ (in N/mm²)
 Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)•100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base (cm): B = 100.00 cm; Base (cm): H = 20.00 cm

Rotazione: rot = 0.00 gradi

Area totale acciaio : $A_{st} = 29.06$ cm²

Copri ferro di progetto : c = 3.00 cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: $A_{cls} = 2000.00$ cm²; Baricentro: $X_{gCls} = -0.00$ cm; $Y_{gCls} = 0.00$ cm
 Momenti d'inerzia: $J_x = 66666.67$ cm⁴; $J_y = 1666666.67$ cm⁴; $J_{xy} = 0.00$ cm⁴;
 Momenti principali d'inerzia: $J_{csi} = 1666666.67$ cm⁴; $J_{eta} = 66666.67$ cm⁴;
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia c_{si} e l'asse x: $\theta = -1.57$ rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KNm).

Combinazioni stati limite ultimi:						
comb	N	Mx	Vx	My	Vy	Mt
1	0.00	-84.00	0.00	0.00	76.50	0.00

Combinazioni rare:			
comb	N	Mx	My
1	0.00	-58.00	0.00

Combinazioni frequenti:			
comb	N	Mx	My
1	0.00	-58.00	0.00

Combinazioni quasi permanenti:			
comb	N	Mx	My
1	0.00	-58.00	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro $ax+by+c=0$: $a=-2.048553$; $b=-1999.998951$; $c=-11323.884350$

Angolo asse neutro-asse x : $\alpha = -180.05869$ gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls : $\varepsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio : $\varepsilon_f = -9.25698 / 1000$

Deformazione minima acciaio : $\varepsilon_f = 0.46678 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

NS=0.00; MxiS=-0.00; MyiS=84000.00; TxiS=-76500.00; TyiS=0.00

Ecc. aggiuntiva minima considerata: nessuna

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

NR= 6.54; MxiR= -0.05; MyiR= 105162.54

Mxi0=-0.00, Myi0=0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR=((MxiR-Mxi0)²+(MyiR-Myi0)²)^{1/2}=105162.54; MS=((MxiS-Mxi0)²+(MyiS-Myi0)²)^{1/2}=84000.00

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 1.2519 > 1 VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE (AfTot=29.06 cm²; AreaCls=2000.00 cm²)

Armatura tesa (comb. 1): Aft=19.01 cm² > 0.26•fctm•bt•d/fyk=2.87 cm²

Aft=19.01 cm² > 0.0013•bt•d=2.08 cm²

con: bt=100.00 cm; d=16.00 cm

Aftesa max (comb. 1)=19.01 cm² e Afcompr max (comb. 1)=10.05 cm² < 0.04•AreaCls=80.00 cm²

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA ARMATURA INFERIORE A TAGLIO

Comb. N.: 1; Vsu=76500.00 N; Af inf=10.0531 cm² > Vsu/fyd=1.9550 cm²

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; (fcd=18.8100, fctd=1.45, fck=33.20 in N/mm²)

Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.

VED=76499.96 N; d=16.00 cm; bw=100.00 cm; ρL=0.01188; k=2.0000, σCP=0.0000, Vmin=0.5704

VRd1=(0.18•k•(100•ρL•fck)^{1/3})/γC + 0.15•σCP)•bw•d = 130699.40 N

VRd2=(Vmin + 0.15•σCP)•bw•d = 91254.43 N

VED < max(VRd1, VRd2) => VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI (fck = 33.20 N/mm²)

Comb. rara n.ro 1: Tens. cls= 10.93 < 0.60•fck = 19.92 N/mm²

Comb. rara n.ro 1: Tens. acciaio= -227.98 > -0.80•fyk = -360.00 N/mm²

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. cls= 10.93 < 0.45•fck = 14.94 N/mm²

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -6.85 N/mm²; σt=fctm/1.2=-2.58 N/mm², fcfk=-2.60 N/mm²

c=3.00 cm; Aceff=669.23 cm²; As=19.01 cm²; ρ=As/Aceff=0.028401; s=12.10 cm

φ=2.20 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=12.2939 cm; ζ=0.85251

σt=-6.85 N/mm²; σs=-227.98 N/mm²; β1=1.00; β2=0.50; εsm=0.000943

wk=1.7•srm•εsm=0.1972 mm < w2=0.3 mm..... VERIFICA POSITIVA

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -6.85 N/mm²; σt=fctm/1.2=-2.58 N/mm², fcfk=-2.60 N/mm²

c=3.00 cm; Aceff=669.23 cm²; As=19.01 cm²; ρ=As/Aceff=0.028401; s=12.10 cm

φ=2.20 cm; k2=0.4000; k3=0.1250; srm=12.2939 cm; ζ=0.85251

σt=-6.85 N/mm²; σs=-227.98 N/mm²; β1=1.00; β2=0.50; εsm=0.000943

wk=1.7•srm•εsm=0.1972 mm < w1=0.2 mm..... VERIFICA POSITIVA

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

ζ = 1-β1•β2•(fc/σt)²

σt: tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

000000000000000000000000 VERIFICHE TUTTE POSITIVE 00000000000000000000

VERTICI SEZIONE:			
Nv	X (cm)	Y (cm)	$\epsilon_c \times 1000$
1	-50.00	-10.00	3.50
2	-50.00	10.00	-12.45
3	50.00	10.00	-12.53
4	50.00	-10.00	3.42

BARRE LONGITUDINALI:				
Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	$\epsilon_f \times 1000$
1	-45.90	5.90	22.00	-9.18
2	-23.15	5.90	22.00	-9.20
3	-0.40	5.90	22.00	-9.22
4	22.35	5.90	22.00	-9.24
5	45.90	5.90	22.00	-9.26
6	46.20	-6.20	16.00	0.39
7	23.10	-6.20	16.00	0.41
8	0.00	-6.20	16.00	0.43
9	-23.10	-6.20	16.00	0.45
10	-46.20	-6.20	16.00	0.47

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE:		
Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-50.00	-5.61
2	50.00	-5.71

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni											
NSi, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia											
NRi, MRxi, MRyi: azioni resistenti " " " "											
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU											
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione											
TV: tipo verifica N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante; C = NS>Nrd o il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole											
(NRd=fcd•Acls•0.65=2445.30 KN) ; T = NS<Nrt o il fattore Nrt/NS risulta piu' sfavorevole (Nrt= -1290.62 KN); E = l'eccentricità della sollecitazione è inferiore al minimo imposto dalla normativa; ? = Sezione non verificabile; 0 = Azioni nulle											
V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata, con un N se la combinazione non converge											
cb	NSi	MSxi	MSyi	NRi	MRxi	MRyi	Aft	Afc	sic.	TV	V
n.ro	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(cm²)	(cm²)			
1	0.00	-0.00	84.00	0.01	-0.00	105.16	19.01	10.05	1.2519	N	
Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU											

6.3 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO SOLETTA-DIAFRAMMA

Il collegamento soletta-diaframma è continuo e realizzato da un ferro sagomato a cerniera che trasferisce le azioni assiali ma non i momenti.

6.3.1 Verifica ferro di continuità in soletta

Le azioni da trasferire sono pari a quelle di ritiro e temperatura e pertanto pari a 575.14 KN/1.2 mt (vedi 4.4.1).

La sezione (unitaria) è armata con 1+1 $\Phi 16/25$ " per un totale di 8 ferri/mt.

La sollecitazione nei ferri allo SLU è pari a : $(575140/1.2)/(8 \cdot 201) = 298 \text{ Mpa} < 391 \text{ Mpa}$

OK!

6.3.2 Verifica paraghiaia

Il paraghiaia avente spessore pari a 0.50 mt è soggetto al taglio di 574.14 KN/1.2 mt ed al relativo momento pari a $574.14 \cdot 0.7 = 401.99$ KNm/1.2 mt.

Il paraghiaia è armato mediante 1 Φ 22/20" sia al positivo che al negativo e da spilli Φ 14 in ragione di 10/ml.

Di seguito si riportano le verifiche (paraghiaia gettato in un'unica soluzione con il getto della soletta collaborante pertanto il cls ha classe di resistenza pari a quello della soletta (C32/40).

OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008;

Elemento costr.: PARAGHIAIA; Posiz. sezione: in zona critica; Carico conc.: Si

Cond. Ambientali: molto aggressive; Sensibilità armature: sensibili.

MATERIALI:

Calcestruzzo: C32/40; $R_{ck}=40.00$; $E_c=33642.78$ N/mm²; $\gamma_c=1.50$

$f_{ck}=33.20$; $f_{cd}=18.81$; $f_{ctk}=2.17$; $f_{ctd}=1.45$; $f_{ctm}=3.10$; $f_{cfm}=3.72$; (in N/mm²)

Grafico tensioni/deformazioni cls: $f_2=18.81$ N/mm²; $\epsilon_{cu2}=0.0035$; $\epsilon_{c2}=0.0020$

Acciaio barre: B450C; $\gamma_s=1.15$

$f_{yk}=450.00$; $f_{yd}=391.30$; $f_{bd}=3.25$; $E_s=206000.00$; (in N/mm²);

Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\sigma_u=0.0675$; $k=1.15$

Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si

Acciaio staffe: $f_{yks}=430.00$, $f_{yds}=373.91$ (in N/mm²)

Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)•100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base (cm): B = 120.00 cm; Base (cm): H = 50.00 cm

Rotazione: rot = 0.00 gradi

Area totale acciaio : $A_{st} = 45.62$ cm²

Copriferro di progetto : c = 4.00 cm

Diametro staffe/spilli : ds = 14 mm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: $A_{cls} = 6000.00$ cm²; Baricentro: $X_{gcls} = 0.00$ cm; $Y_{gcls} = -0.00$ cm

Momenti d'inerzia: $J_x = 1250000.00$ cm⁴; $J_y = 7200000.00$ cm⁴; $J_{xy} = 0.00$ cm⁴;

Momenti principali d'inerzia: $J_{csi} = 7200000.00$ cm⁴; $J_{eta} = 1250000.00$ cm⁴;

Angolo tra l'asse principale d'inerzia c_{si} e l'asse x: $\theta = -1.57$ rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KNm).

Combinazioni stati limite ultimi:						
comb	N	Mx	Vx	My	Vy	Mt
1	0.00	401.99	0.00	0.00	574.14	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro $ax+by+c=0$: $a=1.397660$; $b=1999.999512$; $c=-39795.405165$

Angolo asse neutro-asse x : $\alpha = -0.04004$ gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls : $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio : $\epsilon_f = -27.10347 / 1000$

Deformazione minima acciaio : $\epsilon_f = 0.02766 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

NS=0.00; MxiS=0.00; MyiS=-401990.00; TxiS=-574140.00; TyiS=0.00

Ecc. aggiuntiva minima considerata: nessuna

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

NR= 7.84; MxiR= -0.36; MyiR= -402642.74

Mxi0=-0.00, Myi0=0.00 - Punto base nel grafico Mxi-Myi sul piano NS=cost.

MR=((MxiR-Mxi0)²+(MyiR-Myi0)²)^{1/2}=402642.74; MS=((MxiS-Mxi0)²+(MyiS-Myi0)²)^{1/2}=401990.00

Fattore di sicurezza ad N costante: MR/MS = 1.0016 > 1 VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE (AfTot=45.62 cm²; AreaCls=6000.00 cm²)

Armatura tesa (comb. 1): Af=34.21 cm² > 0.26•fctm•bt•d/fyk=9.67 cm²

Aft=34.21 cm² > 0.0013•bt•d=7.02 cm²

con: bt=120.00 cm; d=44.98 cm

Aftesa max (comb. 1)=34.21 cm² e Afcompr max (comb. 1)=11.40 cm² < 0.04•AreaCls=240.00 cm²

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRANCIAMENTO BARRE

Comb. N.: 1; Vsu=574140.00 N; τmaxTr=Vsu/Af=125.8639 < fyd=391.3000 N/mm²

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; (fcd=18.8100, fctd=1.45, fck=33.20 in N/mm²)

VED=574139.86 N; d=44.98 cm; bw=120.00 cm, αc=1.0000, cot(θ)=2.5000, Asw/s progettata=18.00 cm²/m

VRcd= 0.9•bw•d•αc•fcd•0.5•(cot(90°)+cot(θ))/(1+cot(θ)) = 1575458.12 N

VRsd= 0.9•d•(Asw/s)•fyd•st•(cot(90°)+cot(θ))•sin(90°) = 681152.58 N

VED < min(VRsd, VRcd) => VERIFICA POSITIVA

PROGETTO PASSO STAFFE. (Area singola staffa: A1s=1.54 cm²)

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo,

con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi

Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) (fydSt=373.91 N/mm²)

VED=574139.86 N; d=44.98 cm; bw=120.00 cm, cot(θ)=2.5000

da VEd=0.9•d•(Asw/s)•fydSt•cot(θ) si ottiene: Asw/s=15.17 cm²/m

Armatura spilli adottata: As=20.34 cm²/m -> 2 spilli Ø14 ogni 20 cm

oooooooooooooooooooooooooooo VERIFICHE TUTTE POSITIVE ooooooooooooooooooooooooooooo

VERTICI SEZIONE:			
Nv	X (cm)	Y (cm)	εc x1000
1	-60.00	-25.00	-30.58
2	-60.00	25.00	3.44
3	60.00	25.00	3.50
4	60.00	-25.00	-30.52

BARRE LONGITUDINALI:				
Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	εf x1000
1	-54.90	19.90	22.00	-0.02
2	-33.14	19.90	22.00	-0.01
3	-11.38	19.90	22.00	-0.00
4	10.38	19.90	22.00	0.01
5	32.14	19.90	22.00	0.02
6	54.90	19.90	22.00	0.03
7	54.90	-19.90	22.00	-27.05
8	33.14	-19.90	22.00	-27.06
9	11.38	-19.90	22.00	-27.07
10	-10.38	-19.90	22.00	-27.08
11	-32.14	-19.90	22.00	-27.09
12	-54.90	-19.90	22.00	-27.10

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE:		
Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-60.00	19.94

2	60.00	19.86
---	-------	-------

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni											
NSi, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia											
NRi, MRxi, MRyi: azioni resistenti " " " "											
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU											
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione											
TV: tipo verifica N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante;; C = NS>Nrd o il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole											
(NRd=fcd•Acls•0.65=7335.90 KN) ; T = NS<Nrt o il fattore NRt/NS risulta piu' sfavorevole (NRt= -2025.92 KN); E = l'eccentricità della sollecitazione è inferiore al minimo imposto dalla normativa; ? = Sezione non verificabile; 0 = Azioni nulle											
V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata, con un N se la combinazione non converge											
cb	NSi	MSxi	MSyi	NRi	MRxi	MRyi	Aft	Afc	sic.	TV	V
n.ro	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(cm²)	(cm²)			
1	0.00	0.00	-401.99	0.01	-0.00	-402.64	34.21	11.40	1.0016	N	
Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU											

7. SOTTOSTRUTTURE

Le sottostrutture sono costituite da diaframmi a parete continua aventi lunghezza pari a 11.00 mt (diaframmi tipo 2) e variabile da 11 fino a 14 mt (diaframmi tipo 1 e 3) e spessore pari a 80 cm. La parte sommitale è casserata ma mantiene l'armatura a pannelli separati del diaframma immerso nel terreno per i tipi 1 e 3 mentre per i diaframmi tipo 2 (sostenenti l'impalcato) l'armatura dei diaframmi si interrompe e viene integrata da un classico schema a montanti e ripartizioni necessario per costruire la geometria del paraghiaia e la connessione alla soletta.

Di seguito si riportano le basi di calcolo e le verifiche per i diaframmi sostenenti l'impalcato e quelli ad estremo libero che sostengono la sede stradale a tergo.

A favore di sicurezza tutte le sottostrutture (diaframmi tipo 2) vengono calcolate come sostenenti l'impalcato stradale (anche nella zona in cui insiste l'aiuola centrale della rotatoria) mentre i diaframmi che non sostengono l'impalcato (diaframmi tipo 1 e 3) vengono calcolati entrambe come sostenenti il sovraccarico stradale a tergo (mentre in realtà i diaframmi tipo 3 non lo sostengono).

7.1 MODELLO DI CALCOLO, AZIONI E COMBINAZIONI

7.1.1 Calcolo della spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

7.1.2 Spinta in presenza di falda

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

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

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

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

7.1.3 Spinta in presenza di sisma

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

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

7.1.4 Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio

è inserito un elemento di lunghezza pari ad L , area A_r , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

7.1.5 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se (m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in Kg/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

7.1.6 Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza

crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

7.1.7 Verifica alla stabilità globale

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

7.1.8 Modello geotecnico di riferimento

Si assume il terreno spingente stratificato come da modello geotecnico ovvero:

MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO										
Unità Geotecnica Litologia prevalente	Profondità da p.c. [m]		ϕ'_m [°]	Su_m [kPa]	OCR_m	Dr_m [%]	Es_m [MPa]	M_m [MPa]	G_{0m} [MPa]	γ_{tm} [kN/m ³]
	da	a								
A limi argillosi limi sabbiosi sabbie limose	0,00	8,67÷11,69	36°	107	8	46	53	58	56	18
B sabbie limose sabbie	8,67÷11,69	22,59	35°	0	0	43	73	139	92	18
C limi argillosi limi sabbiosi sabbie limose	22,59	30,02	33°	141	3	34	100	87	106	18

Dove:

ϕ'_m	Valore <u>medio</u> dell'angolo di attrito interno (terreni incoerenti)
Su_m	Valore <u>medio</u> della coesione non drenata (terreni coesivi)
OCR_m	Valore <u>medio</u> del grado di sovraconsolidazione (terreni coesivi)
Dr_m	Valore <u>medio</u> della densità relativa (terreni incoerenti)
Es_m	Valore <u>medio</u> del modulo di Young
M_m	Valore <u>medio</u> del modulo confinato (monodimensionale)
G_{0m}	Valore <u>medio</u> del modulo di taglio (piccole deformazioni)
γ_{tm}	Valore <u>medio</u> del peso dell'unità di volume

I primi 4 metri sono costituiti da rilevato di nuovo impianto avente caratteristiche geotecniche riportate al precedente punto 2.2.2.

7.2 DIAFRAMMA TIPO 1 E 3 (SOSTENENTI STRADA A TERGO O TERRENO MA NON IMPALCATO)

Tali diaframmi non sostengono l'impalcato e pertanto sono ad estremo libero.

L'entità del sovraccarico stradale a tergo è valutata pari a 30 KN/mq.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo.

7.2.1 Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia in sotto di cls armato**

Altezza fuori terra	6,38	[m]
Profondità di infissione	8,94	[m]
Altezza totale della paratia	15,32	[m]
Lunghezza paratia	1,00	[m]
Spessore della paratia	0,80	[m]

7.2.2 Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N	X	Y	A
2	10,00	0,00	0,00

Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-10,00	-6,38	0,00
2	0,00	-6,38	0,00

7.2.3 Descrizione terreni

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

Descrizione Descrizione del terreno

γ peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]

ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]

δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]

c coesione del terreno espressa in [kg/cmq]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
1	unità A	17,6523	19,6136	36,00	24,00	0,000
2	unità B	17,6523	19,6136	35,00	23,33	0,000
3	unità C	17,6523	19,6136	33,00	22,00	0,000
4	rilevato	20,0000	21,0000	38,00	25,33	0,000

7.2.4 Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]

kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)

Terreno Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	4,00	0,00	1,08	rilevato
2	4,67	0,00	4,77	unità A
3	13,92	0,00	6,63	unità B
4	7,41	0,00	12,20	unità C

7.2.5 Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia 3,00 [m]

Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia 6,38 [m]

Regime delle pressioni neutre:

Idrodinamico**7.2.6 Caratteristiche materiali utilizzati****Calcestruzzo**

Peso specifico	25	[kN/mc]
----------------	----	---------

Classe di Resistenza	C25/30
----------------------	--------

Acciaio

Tipo	B450C
------	-------

7.2.7 Condizioni di carico*Simbologia e convenzioni adottate*

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

F_x	Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
-------	---

F_y	Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
-------	---

M	Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
-----	--

Q_i, Q_f	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
------------	---

V_i, V_s	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
------------	--

R	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]
-----	--

Condizione n° 1

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 1,00$	$X_f = 10,00$	$Q_i = 30,00$	$Q_f = 30,00$
--------------------------------	--------------	---------------	---------------	---------------

7.2.8 Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Combinazione n° 3 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 1.00

Combinazione n° 4 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 1.00

Combinazione n° 5 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Combinazione n° 6 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Combinazione n° 7 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale / sisma V+) x 0.20

Combinazione n° 8 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale / sisma V+) x 0.20

Combinazione n° 9

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 0.20

Combinazione n° 10

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 0.50

Combinazione n° 11

Spinta terreno

Condizione 1 (sovraccarico stradale) x 1.00

7.2.9 Impostazioni di progettoSpinte e verifiche secondo :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 17/01/2018

7.2.9.1 Coefficienti di partecipazione combinazioni staticheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

7.2.9.2 Coefficienti di partecipazione combinazioni sismicheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo

7.2.10 Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva K_a e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Bishop

7.2.11 Impostazioni analisi sismica

Combinazioni/Fase	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s^2]	0.880	0.447
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.657	2.552
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0.319	0.262
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.000	1.000
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S_s)	1.500	1.500
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	0.840	0.840
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	0.077	0.077
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.422	0.422
Coefficiente di intensità sismica (percento)	4.764	2.419
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (k_v)	0.00	
Influenza sisma nella spinta attiva da monte		
Forma diagramma incremento sismico : Rettangolare		

7.2.12 Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico

La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.

Essa è discretizzata in 128 elementi fuori terra e 179 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.

Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.

Altezza fuori terra della paratia	6,38	[m]
Profondità di infissione	8,94	[m]
Altezza totale della paratia	15,32	[m]

7.2.12.1 Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Pa	Spinta attiva, espressa in [kN]
Is	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw	Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp	Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc	Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y _{Pa}	Is	Y _{Is}	Pw	Y _{Pw}	Pp	Y _{Pp}	Pc	Y _{Pc}
1	[A1-M1]	40,07	2,65	--	--	171,72	8,23	-239,35	7,97	27,56	14,03
2	[A2-M2]	40,23	2,64	--	--	171,72	8,23	-239,15	7,96	27,20	14,11
3	[A1-M1]	60,64	2,67	--	--	171,72	8,23	-274,31	7,86	41,94	13,81
4	[A2-M2]	65,91	2,63	--	--	171,72	8,23	-280,72	7,80	43,09	13,96
5	[A1-M1] S	30,26	2,64	4,06	3,19	171,72	8,23	-229,68	8,01	23,64	14,12
6	[A2-M2] S	39,95	2,64	4,57	3,19	171,72	8,23	-245,91	7,94	29,67	14,07
7	[A1-M1] S	32,85	2,65	4,62	3,19	171,72	8,23	-234,76	7,99	25,57	14,08
8	[A2-M2] S	43,72	2,65	5,24	3,19	171,72	8,23	-253,06	7,91	32,38	14,04
9	[SLEQ]	33,28	2,66	--	--	171,72	8,23	-228,14	8,02	23,14	14,13
10	[SLEF]	37,35	2,67	--	--	171,72	8,23	-234,76	7,99	25,69	14,08
11	[SLER]	44,30	2,67	--	--	171,72	8,23	-246,25	7,94	30,23	14,00

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Rc	Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]

Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]

Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]

Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y _{Rc}	Rt	Y _{Rt}	Rv	Y _{Rv}	Rp	Y _{Rp}
1	[A1-M1]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
2	[A2-M2]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
3	[A1-M1]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
4	[A2-M2]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
5	[A1-M1] S	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
6	[A2-M2] S	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
7	[A1-M1] S	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
8	[A2-M2] S	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
9	[SLEQ]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
10	[SLEF]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--
11	[SLER]	0,00	0,00	--	--	--	--	--	--

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]

P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]

C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]

MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]

R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

Pp Portanza di punta, espressa in [kN]

n°	Tipo	P _{NUL}	P _{INV}	C _{ROT}	MP	R/R _{MAX}	Pp
1	[A1-M1]	6,38	6,38	11,82	0.00	6,05	3037,90
2	[A2-M2]	6,38	6,38	11,98	8.89	11,59	1491,74
3	[A1-M1]	6,38	6,38	11,40	0.00	6,79	3037,90
4	[A2-M2]	6,38	6,48	11,66	13.89	13,51	1491,74
5	[A1-M1] S	6,38	6,38	12,00	1.11	8,28	3037,90
6	[A2-M2] S	6,38	6,38	11,89	8.89	11,80	1491,74

7	[A1-M1] S	6,38	6,38	11,92	1.67	8,40	3037,90
8	[A2-M2] S	6,38	6,38	11,82	9.44	12,16	1491,74
9	[SLEQ]	6,38	6,38	12,02	1.11	8,29	3037,90
10	[SLEF]	6,38	6,38	11,91	1.67	8,42	3037,90
11	[SLER]	6,38	6,38	11,75	3.33	8,77	3037,90

7.2.13 Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N	sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
1	[A1-M1]	254,40	7,72	85,81	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-55,89	10,42	0,00	0,00	MIN
2	[A2-M2]	253,27	7,67	85,97	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-53,33	10,57	0,00	0,00	MIN
3	[A1-M1]	338,23	7,62	106,38	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-73,63	10,32	0,00	0,00	MIN
4	[A2-M2]	358,66	7,53	111,65	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	15,32	-70,68	10,62	0,00	0,00	MIN
5	[A1-M1] S	229,08	7,77	80,03	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-50,55	10,42	0,00	0,00	MIN
6	[A2-M2] S	268,81	7,62	90,22	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-56,40	10,57	0,00	0,00	MIN
7	[A1-M1] S	241,36	7,77	83,18	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	15,32	-53,11	10,42	0,00	0,00	MIN
8	[A2-M2] S	286,34	7,62	94,67	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-59,48	10,57	0,00	0,00	MIN

9	[SLEQ]	226,12	7,77	79,02	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	15,32	-49,89	10,47	0,00	0,00	MIN
10	[SLEF]	242,46	7,72	83,10	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	15,32	-53,26	10,42	0,00	0,00	MIN
11	[SLER]	270,68	7,67	90,04	6,33	300,48	15,32	MAX
--	--	0,00	0,00	-58,96	10,42	0,00	0,00	MIN

7.2.14 Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U	spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V	spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
1	[A1-M1]	0,9620	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0205	15,32	0,0000	0,00	MIN
2	[A2-M2]	0,9705	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0217	15,32	0,0000	0,00	MIN
3	[A1-M1]	1,2408	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0254	15,32	0,0000	0,00	MIN
4	[A2-M2]	1,3359	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0299	15,32	0,0000	0,00	MIN
5	[A1-M1] S	0,8782	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0191	15,32	0,0000	0,00	MIN
6	[A2-M2] S	1,0240	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0228	15,32	0,0000	0,00	MIN
7	[A1-M1] S	0,9195	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0198	15,32	0,0000	0,00	MIN
8	[A2-M2] S	1,0847	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0241	15,32	0,0000	0,00	MIN

9	[SLEQ]	0,8674	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0189	15,32	0,0000	0,00	MIN
10	[SLEF]	0,9225	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0199	15,32	0,0000	0,00	MIN
11	[SLER]	1,0183	0,00	0,0091	0,00	MAX
--	--	-0,0217	15,32	0,0000	0,00	MIN

7.2.15 Stabilità globale

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _C ; Y _C)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _V ; Y _V)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _M ; Y _M)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X _C , Y _C)	R	(X _V , Y _V)	(X _M , Y _M)	FS
2	[A2-M2]	(-3,06; 4,60)	20,15	(-19,97; -6,36)	(16,56; 0,00)	2,51
4	[A2-M2]	(-3,06; 1,53)	17,13	(-18,26; -6,37)	(14,00; 0,00)	2,30
6	[A2-M2] S	(-3,06; 7,66)	23,18	(-21,52; -6,37)	(18,82; 0,00)	2,09
8	[A2-M2] S	(-3,06; 7,66)	23,18	(-21,52; -6,37)	(18,82; 0,00)	2,08

Combinazione n° 8

Numero di strisce 50

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)

Le strisce sono numerate da monte verso valle

N°	numero d'ordine della striscia
W	peso della striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
L	sviluppo della base della striscia espressa in [m] ($L=b/\cos\alpha$)
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
Ctn, Ctt	contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
1	7,5462	-51,20	-599,65	1,27	30,17	0,440	0,048	(0,00; 0,00)
2	22,2515	-48,15	-1690,08	1,19	30,17	0,440	0,142	(0,00; 0,00)
3	35,4985	-45,27	-2571,65	1,13	29,71	0,220	0,227	(0,00; 0,00)
4	47,5059	-42,53	-3274,82	1,08	29,26	0,000	0,304	(0,00; 0,00)
5	58,4354	-39,91	-3823,22	1,04	29,26	0,000	0,374	(0,00; 0,00)
6	68,4103	-37,39	-4235,86	1,00	29,26	0,000	0,438	(0,00; 0,00)
7	77,5273	-34,95	-4528,43	0,97	29,26	0,000	0,496	(0,00; 0,00)
8	85,8635	-32,58	-4714,19	0,95	29,26	0,000	0,549	(0,00; 0,00)
9	93,4815	-30,27	-4804,57	0,92	29,26	0,000	0,598	(0,00; 0,00)
10	100,4327	-28,01	-4809,60	0,90	29,26	0,000	0,642	(0,00; 0,00)
11	106,7599	-25,80	-4738,19	0,89	29,26	0,000	0,683	(0,00; 0,00)
12	112,4988	-23,63	-4598,36	0,87	29,26	0,000	0,720	(0,00; 0,00)
13	117,6795	-21,50	-4397,43	0,86	29,26	0,000	0,753	(0,00; 0,00)
14	122,3274	-19,39	-4142,13	0,85	29,26	0,000	0,782	(0,00; 0,00)
15	126,4642	-17,32	-3838,72	0,83	29,26	0,000	0,809	(0,00; 0,00)
16	130,1078	-15,27	-3493,07	0,83	29,26	0,000	0,832	(0,00; 0,00)
17	133,2737	-13,23	-3110,71	0,82	29,26	0,000	0,852	(0,00; 0,00)
18	135,9746	-11,22	-2696,93	0,81	29,26	0,000	0,870	(0,00; 0,00)
19	138,2210	-9,21	-2256,80	0,81	29,26	0,000	0,884	(0,00; 0,00)

RELAZIONE DI CALCOLO E SUI MATERIALI MANUFATTO SU CANALE DELMONA

20	140,0216	-7,22	-1795,19	0,80	29,26	0,000	0,896	(0,00; 0,00)
21	141,3829	-5,24	-1316,87	0,80	29,26	0,000	0,904	(0,00; 0,00)
22	142,3099	-3,26	-826,48	0,80	29,26	0,000	0,910	(0,00; 0,00)
23	142,8060	-1,29	-328,59	0,80	29,26	0,000	0,913	(0,00; 0,00)
24	142,8730	0,68	172,25	0,80	29,26	0,000	0,914	(0,00; 0,00)
25	142,5111	2,65	671,54	0,80	29,26	0,000	0,912	(0,00; 0,00)
26	141,7189	4,62	1164,76	0,80	29,26	0,000	0,906	(0,00; 0,00)
27	140,4937	6,60	1647,35	0,80	29,26	0,000	0,899	(0,00; 0,00)
28	247,0164	8,62	3774,19	0,83	29,26	0,000	1,226	(0,00; 0,00)
29	248,6045	10,67	4693,56	0,83	29,26	0,000	1,212	(0,00; 0,00)
30	246,9714	12,74	5551,95	0,84	29,26	0,000	1,195	(0,00; 0,00)
31	243,7486	14,82	6357,13	0,85	29,26	0,000	1,175	(0,00; 0,00)
32	240,0119	16,92	7123,86	0,86	29,26	0,000	1,152	(0,00; 0,00)
33	235,7449	19,05	7846,04	0,87	29,26	0,000	1,125	(0,00; 0,00)
34	230,9279	21,20	8517,22	0,88	29,26	0,000	1,095	(0,00; 0,00)
35	225,5377	23,39	9130,52	0,89	29,26	0,000	1,061	(0,00; 0,00)
36	219,5465	25,62	9678,53	0,91	29,26	0,000	1,024	(0,00; 0,00)
37	212,9215	27,88	10153,19	0,93	29,26	0,000	0,983	(0,00; 0,00)
38	205,6233	30,20	10545,64	0,95	29,26	0,000	0,937	(0,00; 0,00)
39	197,6049	32,57	10846,03	0,97	29,26	0,000	0,887	(0,00; 0,00)
40	184,9701	35,00	10818,69	1,00	29,26	0,000	0,833	(0,00; 0,00)
41	174,2560	37,51	10819,65	1,03	29,26	0,000	0,773	(0,00; 0,00)
42	163,6799	40,11	10752,55	1,07	29,26	0,000	0,707	(0,00; 0,00)
43	152,0613	42,81	10537,09	1,12	29,26	0,000	0,634	(0,00; 0,00)
44	139,2597	45,63	10151,76	1,17	29,71	0,220	0,555	(0,00; 0,00)
45	125,0891	48,61	9569,56	1,24	30,17	0,440	0,466	(0,00; 0,00)
46	109,2942	51,78	8755,25	1,32	30,17	0,440	0,368	(0,00; 0,00)
47	91,5079	55,18	7660,54	1,43	30,17	0,440	0,257	(0,00; 0,00)
48	71,1081	58,91	6209,54	1,59	31,09	0,220	0,130	(0,00; 0,00)
49	46,2247	63,11	4203,84	1,81	32,01	0,000	0,000	(0,00; 0,00)

50	16,4586	67,85	1554,47	2,17	32,01	0,000	0,000	(0,00; 0,00)
----	---------	-------	---------	------	-------	-------	-------	--------------

Resistenza a taglio paratia= 0,0000 [kN]

 $\Sigma W_i = 6882,5454$ [kN] $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1140,6799$ [kN] $\Sigma W_i \tan \phi_i = 3871,8002$ [kN] $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.58$

7.2.16 Verifiche idrauliche

7.2.16.1 Verifica a sifonamento

Simbologia adottata

Ic : Indice della combinazione

Tipo Tipo di Combinazione/Fase

 ΔH : Perdita di carico espressa in [m]

L : Lunghezza di filtrazione espressa in [m]

 γ_m : Peso di galleggiamento medio espresso in [kN/mc] i_c : Gradiente idraulico critico i_E : Gradiente idraulico di efflussoFS_{sif} : Coefficiente di sicurezza a sifonamentoCoefficiente di sicurezza a sifonamento richiesto FS_R = 3.00

Ic	Tipo	ΔH	L	γ_m	i_c	i_E	FS _{sif}
1	[A1-M1]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
2	[A2-M2]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
3	[A1-M1]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
4	[A2-M2]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
5	[A1-M1] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
6	[A2-M2] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
7	[A1-M1] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
8	[A2-M2] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
9	[SLEQ]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
10	[SLEF]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
11	[SLER]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33

7.2.16.2 Verifica al sollevamento del fondo scavo*Simbologia adottata*

Ic	: Indice della combinazione
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
ΔH	: Perdita di carico espressa in [m]
L	: Lunghezza di filtrazione espressa in [m]
i_E	: Gradiente idraulico di efflusso
I	: Profondità di infissione espressa in [m]
σ_t	: Pressione totale al piede della paratia espressa in [kg/cmq]
u_w	: Pressione idrica al piede della paratia espressa in [kg/cmq]
FS_{scavo}	: Coefficiente di sicurezza a sollevamento fondo scavo

Coefficiente di sicurezza a sollevamento del fondo scavo richiesto $FS_R = 1.50$

Ic	Tipo	ΔH	L	i_E	I	σ_t	u_w	FS_{scavo}
1	[A1-M1]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
2	[A2-M2]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
3	[A1-M1]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
4	[A2-M2]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
5	[A1-M1] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
6	[A2-M2] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
7	[A1-M1] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
8	[A2-M2] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
9	[SLEQ]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
10	[SLEF]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
11	[SLER]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73

7.2.17 Descrizione armatura setto e caratteristiche sezione (sezione unitaria)

Spessore del setto	80,00	[cm]
Area della sezione trasversale	8000,00	[cmq]
Copriferro	10,00	[cm]

L'armatura della sezione è costituita da $4\phi 24 (A_{fs}=18,10 \text{ cm}^2)$ superiori, $4\phi 24 (A_{fi}=18,10 \text{ cm}^2)$ inferiori e staffe $\phi 12/25,0 \text{ cm}$ a 2 braccia.

7.2.18 Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kNm]
N	sforzo normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio espresso in [kN]
Tr	taglio resistente espresso in [kN]
FS _T	fattore di sicurezza a taglio

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
1	[A1-M1]	7,57	14,93	8,74	557,49	326,26	2.20
2	[A2-M2]	7,53	14,87	8,68	557,18	325,27	2.20
3	[A1-M1]	7,53	19,87	8,68	527,78	230,58	1.56
4	[A2-M2]	7,43	21,08	8,57	522,07	212,18	1.46
5	[A1-M1] S	7,62	13,45	8,80	572,44	374,43	2.50
6	[A2-M2] S	7,53	15,79	8,68	550,10	302,45	2.05
7	[A1-M1] S	7,62	14,18	8,80	565,05	350,61	2.34
8	[A2-M2] S	7,53	16,83	8,68	543,20	280,23	1.90

n°	Tipo	Y	T	Tr	FS _T
1	[A1-M1]	6,33	5,05	586,22	6.83
2	[A2-M2]	6,33	5,06	586,22	6.82
3	[A1-M1]	6,33	6,26	586,22	5.51
4	[A2-M2]	6,33	6,57	586,22	5.25

5	[A1-M1] S	6,33	4,71	586,22	7.32
6	[A2-M2] S	6,33	5,31	586,22	6.50
7	[A1-M1] S	6,33	4,89	586,22	7.04
8	[A2-M2] S	6,33	5,57	586,22	6.19

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_{fi}	tensione nei ferri longitudinali (lato compresso), espressa in [kg/cm ²]
σ_{fs}	tensione nei ferri longitudinali (lato teso), espressa in [kg/cm ²]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresso in [kg/cm ²]
σ_{st}	tensione nell'armatura trasversale, espresso in [kg/cm ²]

n°	Tipo	σ_c	Y(σ_c)	σ_{fi}	Y(σ_{fi})	σ_{fs}	Y(σ_{fs})	τ_c	Y(τ_c)	σ_{st}	Y(σ_{st})
9	[SLEQ]	39,95	7,77	0,00	0,00	1571,68	7,62	1,35	6,33	1495,54	6,33
10	[SLEF]	42,85	7,72	0,00	0,00	1715,98	7,62	1,42	6,33	1572,66	6,33
11	[SLER]	47,84	7,67	0,00	0,00	1965,33	7,57	1,54	6,33	1704,12	6,33

7.3 DIAFRAMMA TIPO 2 (SOSTENENTI IMPALCATO)

Tali diaframmi sostengono l'impalcato e pertanto in testa viene posto un vincolo elastico la cui elasticità è pari alla rigidezza dell'impalcato.

L'entità del sovraccarico stradale a tergo è valutata pari a 61 KN/mq come calcolato al precedente punto 2.2.2 in quanto trattasi di spalla da ponte e come tale va trattato il carico ai sensi di quanto disposto dalle NTC2018.

Poiché l'impalcato trasferisce sia le azioni assiali che le taglianti (ma non i momenti), in testa alla paratia vengono applicati i carichi relativi a ritiro e differenza di temperatura (oltre che i carichi verticali dovuti alle masse dell'impalcato ed i carichi ivi viaggianti).

Di seguito si riportano i risultati del calcolo.

7.3.1 Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia in setto di cls armato**

Altezza fuori terra	6,38	[m]
Profondità di infissione	8,94	[m]
Altezza totale della paratia	15,32	[m]
Lunghezza paratia	1,00	[m]
Spessore della paratia	0,80	[m]

7.3.2 Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N	X	Y	A
2	10,00	0,00	0,00

Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-10,00	-6,38	0,00
2	0,00	-6,38	0,00

7.3.3 Descrizione terreni

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

Descrizione Descrizione del terreno

γ peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]

ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]

δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]

c coesione del terreno espressa in [kg/cmq]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
1	unità A	17,6523	19,6136	36,00	24,00	0,000
2	unità B	17,6523	19,6136	35,00	23,33	0,000
3	unità C	17,6523	19,6136	33,00	22,00	0,000
4	rilevato	20,0000	21,0000	38,00	25,33	0,000

7.3.4 Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]

kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)

Terreno Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	4,00	0,00	1,08	rilevato
2	4,67	0,00	4,77	unità A
3	13,92	0,00	6,63	unità B
4	7,41	0,00	12,20	unità C

7.3.5 Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia 3,00 [m]

Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia 6,38 [m]

Regime delle pressioni neutre:

Idrodinamico**7.3.6 Caratteristiche materiali utilizzati****Calcestruzzo**

Peso specifico	25	[kN/mc]
----------------	----	---------

Classe di Resistenza	C25/30
----------------------	--------

Acciaio

Tipo	B450C
------	-------

7.3.7 Condizioni di carico*Simbologia e convenzioni adottate*

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

F_x	Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
-------	---

F_y	Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
-------	---

M	Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
-----	--

Q_i, Q_f	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
------------	---

V_i, V_s	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
------------	--

R	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]
-----	--

Condizione n° 1 - traffico

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 1,00$	$X_f = 10,00$	$Q_i = 61,00$	$Q_f = 61,00$
--------------------------------	--------------	---------------	---------------	---------------

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=254,90$	$M=0,00$
----------------------------------	----------	------------	--------------	----------

Condizione n° 2 – masse impalcato

Carico concentrato sulla paratia	$Y=0,00$	$F_x=0,00$	$F_y=98,20$	$M=0,00$
----------------------------------	----------	------------	-------------	----------

Condizione n° 3 - ritiro

Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	F _x =206,00	F _y =0,00	M=0,00
----------------------------------	--------	------------------------	----------------------	--------

Condizione n° 4 – temperatura su impalcato

Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	F _x =132,53	F _y =0,00	M=0,00
----------------------------------	--------	------------------------	----------------------	--------

Condizione n° 5 – sisma impalcato

Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	F _x =34,12	F _y =0,00	M=0,00
----------------------------------	--------	-----------------------	----------------------	--------

7.3.8 Vincoli lungo l'altezza della paratia*Simbologia adottata*

n° numero d'ordine del vincolo

Y ordinata del vincolo rispetto alla testa della paratia espressa in [m]

V_x Vincolo in direzione orizzontale

K_x Rigidezza vincolo in direzione orizzontale espresso in [Kg/cm]

V_r Vincolo alla rotazione

K_r Rigidezza vincolo alla rotazione espresso in [Kgm/°]

n°	Y	V _x	K _x	V _r	K _r
1	0,00	V. ELASTICO	141912,00	LIBERO	--

7.3.9 Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
--------------------------------	--------

Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
-----------------------	--------

Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato) x 1.00

Condizione 3 (ritiro) x 1.00

Combinazione n° 3 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (traffico su sovraccarico) x 1.00

Condizione 2 (masse impalcato) x 1.00

Condizione 3 (ritiro) x 1.00

Condizione 4 (temperatura) x 1.00

Combinazione n° 4 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (traffico su sovraccarico) x 1.00

Condizione 2 (masse impalcato) x 1.00

Condizione 3 (ritiro) x 1.00

Condizione 4 (temperatura) x 1.00

Combinazione n° 5 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato / sisma V+) x 1.00

Condizione 3 (ritiro / sisma V+) x 1.00

Combinazione n° 6 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato / sisma V+) x 1.00

Condizione 3 (ritiro / sisma V+) x 1.00

Combinazione n° 7 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno

Condizione 1 (traffico su sovraccarico / sisma V+)	x 0.20
Condizione 2 (masse impalcato / sisma V+)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro / sisma V+)	x 1.00
Condizione 5 (sisma impalcato / sisma V+)	x 1.00

Combinazione n° 8 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Condizione 1 (traffico su sovraccarico / sisma V+)	x 0.20
Condizione 2 (masse impalcato / sisma V+)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro / sisma V+)	x 1.00
Condizione 5 (sisma impalcato / sisma V+)	x 1.00

Combinazione n° 9

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.20
Condizione 4 (temperatura)	x 0.20
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.20

Combinazione n° 10

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.50
Condizione 4 (temperatura)	x 0.20
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.20

Combinazione n° 11

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 4 (temperatura)	x 0.50
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.20
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.20

Combinazione n° 12

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.50
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.20
Condizione 4 (temperatura)	x 0.20

Combinazione n° 13

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 1.00
Condizione 4 (temperatura)	x 0.70
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.70

Combinazione n° 14

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 4 (temperatura)	x 1.00
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.70
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 0.70

Combinazione n° 15

Spinta terreno

Condizione 2 (masse impalcato)	x 1.00
Condizione 3 (ritiro)	x 1.00
Condizione 5 (sisma impalcato)	x 1.00
Condizione 1 (traffico su sovraccarico)	x 0.70
Condizione 4 (temperatura)	x 0.70

7.3.10 Impostazioni di progettoSpinte e verifiche secondo :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 17/01/2018

7.3.10.1 Coefficienti di partecipazione combinazioni staticheCoefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

7.3.10.2 Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1,00	1,00

Verifica materiali : Stato Limite Ultimo**7.3.11 Impostazioni di analisi****Analisi per Combinazioni di Carico.**Rottura del terreno: Pressione passivaInfluenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva K_a e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)Stabilità globale: Metodo di Bishop**7.3.12 Impostazioni analisi sismica**

Combinazioni/Fase	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s^2]	0.880	0.447
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.657	2.552
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0.319	0.262
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.000	1.000
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S_s)	1.500	1.500
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	0.840	0.840

Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	0.077	0.077
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.422	0.422
Coefficiente di intensità sismica (per cento)	4.764	2.419
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (k_v)	0.00	
Influenza sisma nella spinta attiva da monte		
Forma diagramma incremento sismico : Rettangolare		

7.3.13 Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico

La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.

Essa è discretizzata in 128 elementi fuori terra e 179 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.

Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incremento di carico.

Altezza fuori terra della paratia	6,38	[m]
Profondità di infissione	8,94	[m]
Altezza totale della paratia	15,32	[m]

7.3.13.1 Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata

n°	Indice della Combinazione/Fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
P_a	Spinta attiva, espressa in [kN]
I_s	Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
P_w	Spinta della falda, espressa in [kN]
P_p	Resistenza passiva, espressa in [kN]
P_c	Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y _{Pa}	Is	Y _{Is}	Pw	Y _{Pw}	Pp	Y _{Pp}	Pc	Y _{Pc}
1	[A1-M1]	40,07	2,65	--	--	171,72	8,23	-184,33	8,69	5,49	14,80
2	[A2-M2]	40,23	2,64	--	--	171,72	8,23	-181,93	8,77	5,07	14,84
3	[A1-M1]	83,85	2,71	--	--	171,72	8,23	-214,82	8,41	11,31	14,58
4	[A2-M2]	99,48	2,81	--	--	171,72	8,23	-219,76	8,51	11,97	14,71
5	[A1-M1] S	30,26	2,64	4,06	3,19	171,72	8,23	-179,30	8,78	4,52	14,85
6	[A2-M2] S	39,95	2,64	4,57	3,19	171,72	8,23	-184,20	8,76	5,33	14,83
7	[A1-M1] S	35,60	2,66	5,20	3,19	171,72	8,23	-183,91	8,72	5,25	14,81
8	[A2-M2] S	47,70	2,65	5,93	3,19	171,72	8,23	-190,08	8,70	6,39	14,79
9	[SLEQ]	36,08	2,67	--	--	171,72	8,23	-181,38	8,73	4,96	14,82
10	[SLEF]	44,53	2,67	--	--	171,72	8,23	-185,38	8,70	5,45	14,80
11	[SLEF]	36,08	2,67	--	--	171,72	8,23	-183,04	8,69	5,39	14,80
12	[SLEF]	36,08	2,67	--	--	171,72	8,23	-181,81	8,72	5,07	14,82
13	[SLER]	58,92	2,66	--	--	171,72	8,23	-195,75	8,58	7,40	14,72
14	[SLER]	50,26	2,67	--	--	171,72	8,23	-193,38	8,56	7,32	14,71
15	[SLER]	50,26	2,67	--	--	171,72	8,23	-192,08	8,59	6,93	14,73

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

Rc Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]

Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]

Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]

Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y _{Rc}	Rt	Y _{Rt}	Rv	Y _{Rv}	Rp	Y _{Rp}
1	[A1-M1]	267,80	0,00	--	--	-300,75	0,00	--	--
2	[A2-M2]	206,00	0,00	--	--	-241,09	0,00	--	--
3	[A1-M1]	466,60	0,00	--	--	-518,66	0,00	--	--
4	[A2-M2]	378,29	0,00	--	--	-441,70	0,00	--	--
5	[A1-M1] S	206,00	0,00	--	--	-237,26	0,00	--	--
6	[A2-M2] S	206,00	0,00	--	--	-243,38	0,00	--	--

7	[A1-M1] S	240,12	0,00	--	--	-273,98	0,00	--	--
8	[A2-M2] S	240,12	0,00	--	--	-281,78	0,00	--	--
9	[SLEQ]	239,33	0,00	--	--	-270,71	0,00	--	--
10	[SLEF]	239,33	0,00	--	--	-275,65	0,00	--	--
11	[SLEF]	279,09	0,00	--	--	-309,24	0,00	--	--
12	[SLEF]	249,57	0,00	--	--	-280,63	0,00	--	--
13	[SLER]	322,65	0,00	--	--	-364,96	0,00	--	--
14	[SLER]	362,41	0,00	--	--	-398,34	0,00	--	--
15	[SLER]	332,89	0,00	--	--	-369,73	0,00	--	--

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]

MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]

R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

Pp Portanza di punta, espressa in [kN]

n°	Tipo	P _{NUL}	P _{INV}	C _{ROT}	MP	R/R _{MAX}	Pp
1	[A1-M1]	6,38	6,38	13,76	0.00	5,87	3037,90
2	[A2-M2]	6,38	6,38	13,87	7.22	11,94	1491,74
3	[A1-M1]	6,38	6,38	13,13	0.00	6,43	3037,90
4	[A2-M2]	6,38	6,38	13,51	19.44	14,49	1491,74
5	[A1-M1] S	6,38	6,38	13,91	0.00	8,49	3037,90
6	[A2-M2] S	6,38	6,38	13,85	7.22	11,95	1491,74
7	[A1-M1] S	6,38	6,38	13,80	0.00	8,60	3037,90
8	[A2-M2] S	6,38	6,38	13,74	8.89	12,23	1491,74
9	[SLEQ]	6,38	6,38	13,84	0.00	8,57	3037,90
10	[SLEF]	6,38	6,38	13,78	0.56	8,76	3037,90
11	[SLEF]	6,38	6,38	13,77	0.00	8,48	3037,90
12	[SLEF]	6,38	6,38	13,82	0.00	8,50	3037,90

13	[SLER]	6,38	6,38	13,54	2.78	8,94	3037,90
14	[SLER]	6,38	6,38	13,52	1.67	8,67	3037,90
15	[SLER]	6,38	6,38	13,57	1.67	8,79	3037,90

7.3.14 Risultati vincoli

Simbologia adottata

n°	Indice del vincolo
Y	posizione del vincolo rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
R _x /ml	reazione in direzione orizzontale a metro lineare, positiva verso valle, espressa in [kN]
R _θ /ml	reazione momento a metro lineare, positiva antioraria, espressa in [kNm]
u	spostamento orizzontale, positivo verso valle, espresso in [cm]

Combinazione n° 1

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-300,7494	--	0,22

Combinazione n° 2

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-241,0929	--	0,17

Combinazione n° 3

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-518,6632	--	0,37

Combinazione n° 4

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-441,7036	--	0,32

Combinazione n° 5

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-237,2576	--	0,17

Combinazione n° 6

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-243,3760	--	0,17

Combinazione n° 7

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-273,9797	--	0,20

Combinazione n° 8

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-281,7780	--	0,20

Combinazione n° 9

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-270,7082	--	0,19

Combinazione n° 10

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-275,6546	--	0,20

Combinazione n° 11

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-309,2440	--	0,22

Combinazione n° 12

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-280,6293	--	0,20

Combinazione n° 13

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-364,9579	--	0,26

Combinazione n° 14

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-398,3431	--	0,29

Combinazione n° 15

n°	Y	R _x	R _θ	u
1	0,00	-369,7273	--	0,27

7.3.15 Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia*Simbologia adottata*

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N	sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
1	[A1-M1]	60,46	9,27	52,86	6,33	428,14	15,32	MAX
--	--	-78,79	3,55	-32,95	0,00	0,00	0,00	MIN
2	[A2-M2]	49,09	9,62	50,88	6,33	398,68	15,32	MAX
--	--	-86,08	3,65	-35,09	0,00	0,00	0,00	MIN
3	[A1-M1]	109,81	8,87	77,39	6,33	810,49	15,32	MAX
--	--	-111,28	3,10	-52,07	0,00	0,00	0,00	MIN
4	[A2-M2]	76,24	8,37	81,46	6,33	730,05	15,32	MAX
--	--	-135,54	3,20	-63,41	0,00	0,00	0,00	MIN
5	[A1-M1] S	49,19	9,47	48,85	6,38	398,68	15,32	MAX
--	--	-78,25	3,75	-31,26	0,00	0,00	0,00	MIN
6	[A2-M2] S	50,55	9,62	52,85	6,38	398,68	15,32	MAX
--	--	-89,96	3,60	-37,38	0,00	0,00	0,00	MIN
7	[A1-M1] S	56,69	9,37	52,64	6,38	449,66	15,32	MAX
--	--	-81,84	3,60	-33,86	0,00	0,00	0,00	MIN
8	[A2-M2] S	56,79	9,62	57,67	6,33	449,66	15,32	MAX
--	--	-96,77	3,50	-41,66	0,00	0,00	0,00	MIN
9	[SLEQ]	54,77	9,37	50,44	6,33	449,66	15,32	MAX
--	--	-77,67	3,60	-31,38	0,00	0,00	0,00	MIN
10	[SLEF]	58,31	9,32	53,95	6,33	526,13	15,32	MAX
--	--	-87,57	3,50	-36,32	0,00	0,00	0,00	MIN
11	[SLEF]	60,54	9,22	51,66	6,33	449,66	15,32	MAX

--	--	-73,29	3,55	-30,16	0,00	0,00	0,00	MIN
12	[SLEF]	56,24	9,32	50,75	6,33	449,66	15,32	MAX
--	--	-76,54	3,60	-31,06	0,00	0,00	0,00	MIN
13	[SLER]	75,79	9,17	62,36	6,33	653,58	15,32	MAX
--	--	-95,93	3,30	-42,30	0,00	0,00	0,00	MIN
14	[SLER]	78,88	9,02	60,07	6,33	577,11	15,32	MAX
--	--	-81,47	3,30	-35,93	0,00	0,00	0,00	MIN
15	[SLER]	74,35	9,12	59,16	6,33	577,11	15,32	MAX
--	--	-84,49	3,35	-36,84	0,00	0,00	0,00	MIN

7.3.16 Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U	spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V	spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
1	[A1-M1]	0,2161	0,00	0,0169	0,00	MAX
--	--	-0,0107	15,32	0,0000	0,00	MIN
2	[A2-M2]	0,1776	1,75	0,0151	0,00	MAX
--	--	-0,0107	15,32	0,0000	0,00	MIN
3	[A1-M1]	0,3727	0,00	0,0402	0,00	MAX
--	--	-0,0155	15,32	0,0000	0,00	MIN
4	[A2-M2]	0,3174	0,00	0,0353	0,00	MAX
--	--	-0,0201	15,32	0,0000	0,00	MIN
5	[A1-M1] S	0,1726	1,40	0,0151	0,00	MAX
--	--	-0,0098	15,32	0,0000	0,00	MIN
6	[A2-M2] S	0,1804	1,85	0,0151	0,00	MAX
--	--	-0,0111	15,32	0,0000	0,00	MIN

7	[A1-M1] S	0,1969	0,00	0,0182	0,00	MAX
--	--	-0,0106	15,32	0,0000	0,00	MIN
8	[A2-M2] S	0,2052	1,40	0,0182	0,00	MAX
--	--	-0,0123	15,32	0,0000	0,00	MIN
9	[SLEQ]	0,1945	0,00	0,0182	0,00	MAX
--	--	-0,0102	15,32	0,0000	0,00	MIN
10	[SLEF]	0,1986	0,85	0,0229	0,00	MAX
--	--	-0,0108	15,32	0,0000	0,00	MIN
11	[SLEF]	0,2222	0,00	0,0182	0,00	MAX
--	--	-0,0106	15,32	0,0000	0,00	MIN
12	[SLEF]	0,2016	0,00	0,0182	0,00	MAX
--	--	-0,0103	15,32	0,0000	0,00	MIN
13	[SLER]	0,2622	0,00	0,0307	0,00	MAX
--	--	-0,0126	15,32	0,0000	0,00	MIN
14	[SLER]	0,2862	0,00	0,0260	0,00	MAX
--	--	-0,0123	15,32	0,0000	0,00	MIN
15	[SLER]	0,2657	0,00	0,0260	0,00	MAX
--	--	-0,0121	15,32	0,0000	0,00	MIN

7.3.17 Stabilità globale

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _C ; Y _C)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _V ; Y _V)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _M ; Y _M)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X _c , Y _c)	R	(X _v , Y _v)	(X _m , Y _m)	FS
2	[A2-M2]	(-3,06; 4,60)	20,15	(-19,97; -6,36)	(16,56; 0,00)	2,51
4	[A2-M2]	(-4,60; 1,53)	17,47	(-20,18; -6,36)	(12,81; 0,00)	2,13
6	[A2-M2] S	(-3,06; 7,66)	23,18	(-21,52; -6,37)	(18,82; 0,00)	2,09
8	[A2-M2] S	(-3,06; 7,66)	23,18	(-21,52; -6,37)	(18,82; 0,00)	2,07

Combinazione n° 8

Numero di strisce 50

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)

Le strisce sono numerate da monte verso valle

N° numero d'ordine della striscia

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

L sviluppo della base della striscia espressa in [m] ($L=b/\cos\alpha$)

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Ctn, Ctt contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Caratteristiche delle strisce

N°	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
1	7,5462	-51,20	-599,65	1,27	30,17	0,440	0,048	(0,00; 0,00)
2	22,2515	-48,15	-1690,08	1,19	30,17	0,440	0,142	(0,00; 0,00)
3	35,4985	-45,27	-2571,65	1,13	29,71	0,220	0,227	(0,00; 0,00)
4	47,5059	-42,53	-3274,82	1,08	29,26	0,000	0,304	(0,00; 0,00)
5	58,4354	-39,91	-3823,22	1,04	29,26	0,000	0,374	(0,00; 0,00)

6	68,4103	-37,39	-4235,86	1,00	29,26	0,000	0,438	(0,00; 0,00)
7	77,5273	-34,95	-4528,43	0,97	29,26	0,000	0,496	(0,00; 0,00)
8	85,8635	-32,58	-4714,19	0,95	29,26	0,000	0,549	(0,00; 0,00)
9	93,4815	-30,27	-4804,57	0,92	29,26	0,000	0,598	(0,00; 0,00)
10	100,4327	-28,01	-4809,60	0,90	29,26	0,000	0,642	(0,00; 0,00)
11	106,7599	-25,80	-4738,19	0,89	29,26	0,000	0,683	(0,00; 0,00)
12	112,4988	-23,63	-4598,36	0,87	29,26	0,000	0,720	(0,00; 0,00)
13	117,6795	-21,50	-4397,43	0,86	29,26	0,000	0,753	(0,00; 0,00)
14	122,3274	-19,39	-4142,13	0,85	29,26	0,000	0,782	(0,00; 0,00)
15	126,4642	-17,32	-3838,72	0,83	29,26	0,000	0,809	(0,00; 0,00)
16	130,1078	-15,27	-3493,07	0,83	29,26	0,000	0,832	(0,00; 0,00)
17	133,2737	-13,23	-3110,71	0,82	29,26	0,000	0,852	(0,00; 0,00)
18	135,9746	-11,22	-2696,93	0,81	29,26	0,000	0,870	(0,00; 0,00)
19	138,2210	-9,21	-2256,80	0,81	29,26	0,000	0,884	(0,00; 0,00)
20	140,0216	-7,22	-1795,19	0,80	29,26	0,000	0,896	(0,00; 0,00)
21	141,3829	-5,24	-1316,87	0,80	29,26	0,000	0,904	(0,00; 0,00)
22	142,3099	-3,26	-826,48	0,80	29,26	0,000	0,910	(0,00; 0,00)
23	142,8060	-1,29	-328,59	0,80	29,26	0,000	0,913	(0,00; 0,00)
24	142,8730	0,68	172,25	0,80	29,26	0,000	0,914	(0,00; 0,00)
25	142,5111	2,65	671,54	0,80	29,26	0,000	0,912	(0,00; 0,00)
26	141,7189	4,62	1164,76	0,80	29,26	0,000	0,906	(0,00; 0,00)
27	140,4937	6,60	1647,35	0,80	29,26	0,000	0,899	(0,00; 0,00)
28	247,0164	8,62	3774,19	0,83	29,26	0,000	1,226	(0,00; 0,00)
29	252,5533	10,67	4768,11	0,83	29,26	0,000	1,212	(0,00; 0,00)
30	252,0458	12,74	5666,02	0,84	29,26	0,000	1,195	(0,00; 0,00)
31	248,8230	14,82	6489,47	0,85	29,26	0,000	1,175	(0,00; 0,00)
32	245,0863	16,92	7274,47	0,86	29,26	0,000	1,152	(0,00; 0,00)
33	240,8193	19,05	8014,92	0,87	29,26	0,000	1,125	(0,00; 0,00)
34	236,0023	21,20	8704,38	0,88	29,26	0,000	1,095	(0,00; 0,00)
35	230,6120	23,39	9335,95	0,89	29,26	0,000	1,061	(0,00; 0,00)

36	224,6209	25,62	9902,23	0,91	29,26	0,000	1,024	(0,00; 0,00)
37	217,9958	27,88	10395,16	0,93	29,26	0,000	0,983	(0,00; 0,00)
38	210,6977	30,20	10805,89	0,95	29,26	0,000	0,937	(0,00; 0,00)
39	202,6793	32,57	11124,55	0,97	29,26	0,000	0,887	(0,00; 0,00)
40	186,0774	35,00	10883,46	1,00	29,26	0,000	0,833	(0,00; 0,00)
41	174,2560	37,51	10819,65	1,03	29,26	0,000	0,773	(0,00; 0,00)
42	163,6799	40,11	10752,55	1,07	29,26	0,000	0,707	(0,00; 0,00)
43	152,0613	42,81	10537,09	1,12	29,26	0,000	0,634	(0,00; 0,00)
44	139,2597	45,63	10151,76	1,17	29,71	0,220	0,555	(0,00; 0,00)
45	125,0891	48,61	9569,56	1,24	30,17	0,440	0,466	(0,00; 0,00)
46	109,2942	51,78	8755,25	1,32	30,17	0,440	0,368	(0,00; 0,00)
47	91,5079	55,18	7660,54	1,43	30,17	0,440	0,257	(0,00; 0,00)
48	71,1081	58,91	6209,54	1,59	31,09	0,220	0,130	(0,00; 0,00)
49	46,2247	63,11	4203,84	1,81	32,01	0,000	0,000	(0,00; 0,00)
50	16,4586	67,85	1554,47	2,17	32,01	0,000	0,000	(0,00; 0,00)

Resistenza a taglio paratia= 0,0000 [kN]

$\Sigma W_i = 6938,3454$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1161,2963$ [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 3903,0575$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.58$

7.3.18 Verifiche idrauliche

7.3.18.1 Verifica a sifonamento

Simbologia adottata

Ic : Indice della combinazione

Tipo Tipo di Combinazione/Fase

ΔH : Perdita di carico espressa in [m]

L : Lunghezza di filtrazione espressa in [m]

γ_m : Peso di galleggiamento medio espresso in [kN/mc]

i_c : Gradiente idraulico critico

i_E : Gradiente idraulico di efflusso

FS_{sif} : Coefficiente di sicurezza a sifonamento

Coefficiente di sicurezza a sifonamento richiesto $FS_R = 3.00$

lc	Tipo	ΔH	L	γ_m	i_c	i_E	FS_{sif}
1	[A1-M1]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
2	[A2-M2]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
3	[A1-M1]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
4	[A2-M2]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
5	[A1-M1] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
6	[A2-M2] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
7	[A1-M1] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
8	[A2-M2] S	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
9	[SLEQ]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
10	[SLEF]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
11	[SLEF]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
12	[SLEF]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
13	[SLER]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
14	[SLER]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33
15	[SLER]	3,38	21,26	9,8720	1,01	0,16	6,33

7.3.18.2 Verifica al sollevamento del fondo scavo

Simbologia adottata

lc : Indice della combinazione

Tipo : Tipo della Combinazione/Fase

ΔH : Perdita di carico espressa in [m]

L : Lunghezza di filtrazione espressa in [m]

i_E : Gradiente idraulico di efflusso

l : Profondità di infissione espressa in [m]

σ_t : Pressione totale al piede della paratia espressa in [kg/cmq]

u_w : Pressione idrica al piede della paratia espressa in [kg/cmq]

FS_{scavo} : Coefficiente di sicurezza a sollevamento fondo scavo

Coefficiente di sicurezza a sollevamento del fondo scavo richiesto $FS_R = 1.50$

lc	Tipo	ΔH	L	i_E	I	σ_t	u_w	FS_{scavo}
1	[A1-M1]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
2	[A2-M2]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
3	[A1-M1]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
4	[A2-M2]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
5	[A1-M1] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
6	[A2-M2] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
7	[A1-M1] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
8	[A2-M2] S	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
9	[SLEQ]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
10	[SLEF]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
11	[SLEF]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
12	[SLEF]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
13	[SLER]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
14	[SLER]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73
15	[SLER]	3,38	21,26	0,16	8,94	17880,00	10361,32	1,73

7.3.19 Descrizione armatura setto e caratteristiche sezione (striscia unitaria)

Spessore del setto	80,00	[cm]
Area della sezione trasversale	8000,00	[cmq]
Copriferro	10,00	[cm]

L'armatura della sezione è costituita da 4 ϕ 22($A_s=15,21$ cmq) superiori, 4 ϕ 22($A_n=15,21$ cmq) inferiori e staffe ϕ 12/25 cm a 2 braccia.

7.3.20 Verifica armatura paratia (Sezioni critiche)*Simbologia adottata*

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kNm]
N	sforzo normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
Nu	sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio espresso in [kN]
Tr	taglio resistente espresso in [kN]
FS _T	fattore di sicurezza a taglio

n°	Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
1	[A1-M1]	0,00	0,00	7,51	0,00	-1141,06	8.94
2	[A2-M2]	3,35	-5,02	9,64	-937,03	1801,25	10.99
3	[A1-M1]	0,00	0,00	30,00	0,00	-1141,06	2.24
4	[A2-M2]	0,00	0,00	25,27	0,00	-1141,06	2.66
5	[A1-M1] S	0,00	0,00	5,78	0,00	-1141,06	11.62
6	[A2-M2] S	3,35	-5,24	9,64	-892,36	1640,52	10.01
7	[A1-M1] S	0,00	0,00	8,78	0,00	-1141,06	7.65
8	[A2-M2] S	0,00	0,00	8,78	0,00	-1141,06	7.65

n°	Tipo	Y	T	Tr	FS _T
1	[A1-M1]	6,33	3,11	586,22	11.09
2	[A2-M2]	6,33	2,99	586,22	11.52
3	[A1-M1]	6,33	4,55	586,22	7.58
4	[A2-M2]	6,33	4,79	586,22	7.20
5	[A1-M1] S	6,38	2,87	586,22	12.00
6	[A2-M2] S	6,38	3,11	586,22	11.09
7	[A1-M1] S	6,38	3,10	586,22	11.14

8 [A2-M2] S 6,33 3,39 803,20 10.17

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_{fi}	tensione nei ferri longitudinali (lato compresso), espressa in [kg/cm ²]
σ_{fs}	tensione nei ferri longitudinali (lato teso), espressa in [kg/cm ²]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresso in [kg/cm ²]
σ_{st}	tensione nell'armatura trasversale, espresso in [kg/cm ²]

n°	Tipo	σ_c	Y(σ_c)	σ_{fi}	Y(σ_{fi})	σ_{fs}	Y(σ_{fs})	τ_c	Y(τ_c)	σ_{st}	Y(σ_{st})
9	[SLEQ]	12,82	3,55	185,74	3,35	0,00	0,00	0,86	6,33	942,39	6,33
10	[SLEF]	13,81	3,45	133,15	3,30	0,00	0,00	0,92	6,33	1007,96	6,33
11	[SLEF]	11,93	3,50	155,19	3,30	6,17	9,02	0,89	6,33	965,25	6,33
12	[SLEF]	12,59	3,50	177,65	3,35	0,00	0,00	0,87	6,33	948,29	6,33
13	[SLER]	14,59	3,30	56,28	3,15	0,00	0,00	1,07	6,33	1165.10	6,33
14	[SLER]	12,53	9,12	57,08	3,15	0,54	8,87	1,03	6,33	1122.36	6,33
15	[SLER]	12,89	3,35	68,01	3,15	0,00	0,00	1,01	6,33	1105.41	6,33

7.4 VERIFICHE DI PORTANZA

Viene valutata la capacità portante del diaframma assimilandolo ad una fondazione diretta con piano di imposta a -15.52 mt dal p.c. (15.32 mt di diaframma + 0.2 mt di asfalto).

La presenza della porzione in opera da 4.32 mt in testa e la metodologia di realizzazione dei diaframmi che presuppone l'ammorsamento tra i vari pannelli dovuti alla scabrosità delle pareti laterali consentono di considerare il complesso cordolo/diaframma quale corpo unico.

Il calcolo viene condotto secondo il DM 17/01/2018 Par.6:

Approccio 2: combinazione A1+M1+R3;

Si considera la porzione del diaframma sostenente l'anello della rotatoria (ovvero 4 pannelli per complessivi 10 mt)

Le azioni dimensionanti alla base dei diaframmi sono (considerando il peso immerso del diaframma):

$$N = 4034.11 + 1.35 \cdot (10 \cdot 0.8 \cdot 3.5) \cdot 25 + 1.35 \cdot (10 \cdot 0.8 \cdot 11) \cdot (25 - 10) = 6761.11 \text{ KN}$$

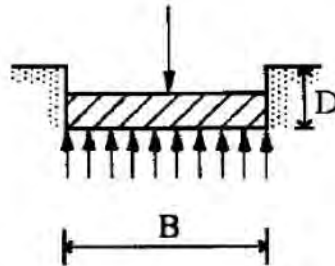
$$T = H_I = 1147.55 \text{ KN}$$

$$L = H_b = 3385.30 \text{ KN}$$

Per le basi teoriche del calcolo si veda quanto riportato nella relazione geotecnica.

DATI FONDAZIONE

Geometria fondazione



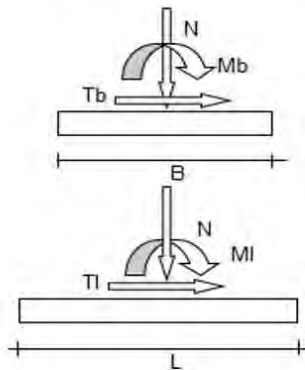
Lato corto
Lato lungo
Altezza del fondazione
Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa

B	0,80 m
L	10,00 m
H	15,32 m
D	15,52 m

Sollecitazioni

Inserire solamente sollecitazioni derivanti dall'analisi statica, la verifica sismica verrà eseguita attraverso un approccio pseudo statico secondo le formulazioni di Paolucci e Pecker.

Il peso proprio della fondazione viene inserito di default in questa sezione, perché deve essere moltiplicato per il coefficiente amplificativo.



Forza normale alla base
Forza parallela al lato lungo
Forza parallela al lato corto
Momento che arrotola attorno al lato corto
Momento che arrotola attorno al lato lungo

Forza tagliante combinata $H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$

V
HI
Hb
Mb
MI

CARICHI STATICI			
	Gk1	Gk2	Qk
V	6761,1 kN		
HI	1147,6 kN		
Hb	1692,7 kN		
Mb	0,0 kN		
MI	0,0 kN		
H	2045,0 kN	0,0 kN	0,0 kN

GEOTECNICA**Falda**

Attiva la falda:

Quota della falda dal piano campagna

Peso specifico acqua

 H_{falda} γ_w

si
3,00 m
10,0 kN/m ³

Parametri geotecnici**Sabbia limosa**

Densità relativa

Modulo elastico

Modulo confinato

Coefficiente di Poisson

Costante di Winkler

 D_r E M ν K_w

0.43

73000 kPa

139000 kPa

0,3

6 N/cm³

Angolo di attrito

Coesione

Resistenza a taglio non drenata

Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle

Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.

 ϕ' c' c_u $\gamma_{f,sopra}$ $\gamma_{f,sotto}$

35,00 °

0,00 kPa

0,00 kPa

18,00 kN/m³18,00 kN/m³

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

 s d

si

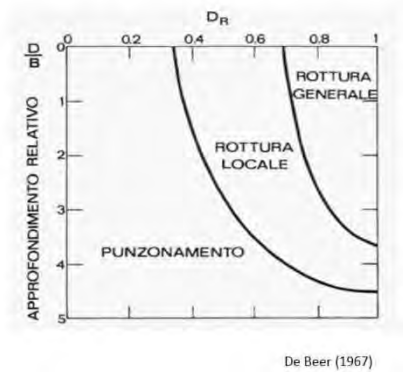
no

SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

VERIFICA PER ROTTURA LOCALE



Se D_R è compreso negli intervalli del grafico di De Beer bisogna utilizzare i seguenti parametri meccanici corretti, validi per D_R minori del 67%.
La verifica verrà eseguita come nel caso di rottura generale utilizzando nel calcolo i parametri modificati secondo Vesic.

Definisci D_R percentuale	<input type="text" value="34,0 %"/>
angolo di attrito corretto	$\phi'_{c,d}$ <input type="text" value="32,9"/>
coesione corretta	$c'_{c,d}$ <input type="text" value="0,00 kPa"/>
parametro di correzione Secondo Vesic (1970)	r <input type="text" value="0,9233"/>
Vuoi usare i parametri corretti?	<input type="text" value="sì"/> Ho inserito i parametri modificati, torna sopra alla verifica per rottura generale e controlla il risultato

DATI DI PROGETTO

angolo di attrito
coesione
P.S. terreno sopra il piano di posa:
P.S. terreno sotto il piano di posa:
P.S. terreno sopra il piano di posa:
P.S. terreno sotto il piano di posa:
inclinazione piano campagna
Profondità della curva di scorrimento

$\phi'_{c,d}$	32,88 °
$c'_{c,d}$	0,00 kPa
$\gamma'_{fs,sopra,d}$	18,0 kN/m ³
$\gamma'_{fs,sotto,d}$	18,0 kN/m ³
$\gamma'_{fs,medio,d}$	18,0 kN/m ³
α	0,00 °
ω	0,00 °
$H_{scor.}$	1,47 m

Base
Lunghezza
Base ridotta
Lung. Ridotta
Altezza zattera
Affondamento
Altezza magrone

B	0,80 m
L	10,00 m
B^*	0,80 m
L^*	10,00 m
H	15,32 m
D	15,52 m
H_m	0,00 m

Carico verticale
Carico Orizzontale
Momento Sollecitante b
Momento Sollecitante l

V_d	6761,1 kN
H_d	2045,0 kN
$M_{b,d}$	0,0 kNm
$M_{l,d}$	0,0 kNm

Taglio Sismico

H_s	0,0 kN
-------	--------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_V	34,56	Secondo Vesic, 1973
N_c	38,25	Secondo Vesic (1970)
N_q	25,73	Secondo Prandtl (1921)

COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S_V	1,000
S_c	1,000
S_q	1,000

Coefficienti di profondità	
d_V	1,000
d_c	1,427
d_q	1,410

Coefficienti di inclinazione del carico	
i_V	0,384
i_c	0,532
i_q	0,550
m_1	1,928
m_2	1,024
m	1,658
ϕ	55,86 °

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
b_V	1,000
b_c	1,000
b_q	1,000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
g_V	1,000
g_c	1,000
g_q	1,000

Coefficienti che tengono conto della rottura per punzonamento	
ψ_V	1,000
ψ_c	1,000
ψ_q	1,000

Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)	
z_V	1,000
z_c	1,000
z_q	1,000

REGOLA DI MEYERHOF

e_b	0,00 m
B^*	0,80 m

e_L	0,00 m
L^*	10,00 m

CARICO LIMITE

q_{lim}	5675,4	[kN/m ²]
Q_{lim}	45402,9	[kN]

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} \psi_{\gamma} z_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c \psi_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q \psi_q z_q$$

↑ contributo
forze di **attrito**
↑ contributo
forze di **coesione**
↑ contributo
sovraccarico

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 (ROTTURA GENERALE)

E_d	6761,1	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	19740,4	[kN]		2,92
e_d	845,1	[kPa]		
r_d	2467,6	[kPa]		

VERIFICA A SCORRIMENTO

E_d	2045,0	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	2226,2	[kN]		1,09

Vuoi definire l'angolo di attrito?

	δ_k	δ_d
no	13,33 °	13,33 °

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

si

Altezza del cuneo di spinta passiva

15,22 m

La resistenza laterale della fondazione, allo scorrimento viene trascurata

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Tensione normale media

 $\sigma'_{v,medio}$ 13,21 kPaAssunta di norma pari alla tensione verticale geostatica efficace ad un approfondimento di $H_{scor}/2$

Modulo di Young del terreno

E 12750 kPa

Indice di rigidezza

 I_r 574,4

Indice di rigidezza

 $I_{r,crit}$ 201,1**TIPO ROTTURA:** GENERALE $I_r > I_{r,crit}$

- Nota le resistenze (R_d) riportate nel tabulato di verifica sono già depurati del coefficiente R_3 (ex $Q_{lim} = 45402.9/2.3 = 19740.4$ KN)

8. CORDOLO REGGI BARRIERA

Le NTC 2018 prevedono al punto 5.1.3.10:

“Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili. Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa. Tale sistema di forze orizzontali potrà essere valutato dal progettista, alternativamente, sulla base:

delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;

del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numericosperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove h_1 = (altezza della barriera - 0,10m) e h_2 = 1,00 m. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50. Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario. “

8.1 FORZANTI IN CASO D'URTO

I calcoli vengono eseguiti al fine di installare una nuova barriera metallica per Bordo Ponte.

Al fine d'individuare il dispositivo di ritenuta più idoneo ed in ottemperanza a quanto definito all'art. 6 del DM 21.06.2004 n. 2367 "Istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali" è opportuno definire, oggettivamente, i dati di traffico e la tipologia di strada secondo il Decreto Ministeriale 5 novembre 2001, n. 6792 (S.O. n.5 alla G.U. n.3. del 4.1.02) "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade".

Il tratto di strada in oggetto è classificato come strada extraurbana secondaria (C).

Ai fini applicativi, il traffico viene classificato in tre livelli in funzione dei volumi e della composizione dei mezzi che lo compongono, nel modo seguente:

Tipo di traffico	TGM	% Veicoli con massa > 3,5 t
I	≤ 1.000	Qualsiasi
I	> 1.000	≤ 5
II	> 1.000	$5 < n \leq 15$
III	> 1.000	> 15

Estratto art.6 DM 21.06.2004 n.2637

Si riporta di seguito la tabella definita all'art. 6 del DM 21.06.2004 n. 2367 e si evidenzia come per il caso in studio il tipo di traffico è di tipo II.

Tipo di traffico	TGM	% Veicoli con massa > 3,5 t
I	≤ 1.000	Qualsiasi

I	> 1.000	<= 5
II	> 1.000	5 < n <= 15
III	> 1.000	> 15

Estratto art.6 DM 21.06.2004 n.2637

La definizione della classe di contenimento è veicolata dalla seguente tabella:

la tabella A riportata all'art. 6 del DM 21.06.2004 n. 2637 stabilisce le classi minime delle barriere da impiegare:

Tipo di Strada	Tipo di Traffico	Barriera spartitraffico	Barriera bordo laterale	Barriera bordo ponte
Autostrade (A) e strade extraurbane principali (B)	I	H2	H1	H2
	II	H3	H2	H3
	III	H3-H4	H2-H3	H3-H4
Strade extraurbane secondarie (C) e urbane di scorrimento (D)	I	H1	N2	H2
	II	H2	H1	H2
	III	H2	H2	H3
Strade urbane di quartiere (E) e strade locali (F)	I	N2	N1	H2
	II	H1	N2	H2
	III	H1	H1	H2

Estratto art.6 DM 21.06.2004 n.2637

8.1.1 Forzanti secondo UNI1317-1

Per il calcolo della forza veicolare di impatto si è tenuto conto delle indicazioni fornite dalla UNI 1317-1.

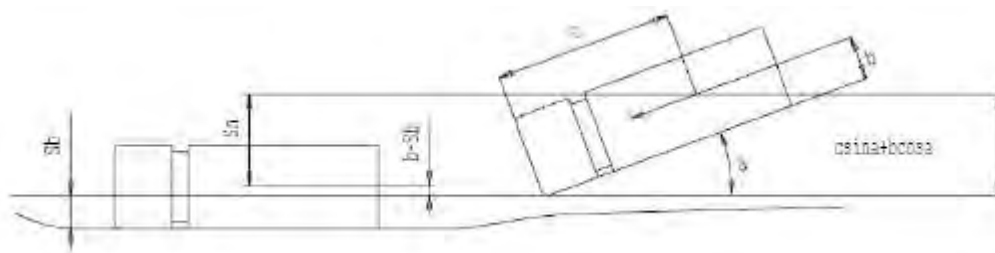
La forza media di impatto su un dispositivo di sicurezza può avvenire in tre modi diversi:

- cinematica
- energetico
- funzione dello spostamento della barriera

Con riferimento alla terza modalità ed in particolare alla simbologia riportata in figura, nella prima parte di una collisione, con esito positivo, la componente ortogonale della velocità del centro di gravità del veicolo decresce dal suo valore iniziale:

$$V_{in} = V \cdot \sin \alpha$$

fino ad annullarsi.



Se S_n e a_n sono rispettivamente lo spostamento e l'accelerazione media del baricentro del veicolo, nella direzione ortogonale alla barriera, è facile riconoscere che:

$$a_n = \frac{V_{in}^2}{S_n}$$

Pertanto la forza media agente sulla massa M del veicolo durante la stessa fase vale:

$$F_m = M \cdot a_a = \frac{M \cdot V_{in}^2}{S_n}$$

e lo spazio S_n percorso dal centro di massa risulta:

$$S_n = c \cdot \sin \alpha + b(\cos \alpha - 1) + S_b$$

dove S_b è la massima deflessione dinamica del nastro della barriera.

(Più propriamente S_b dovrebbe essere la somma della deformazione della barriera più la deformazione di parte del veicolo collibente)

Sostituendo nell'espressione precedente, la forza media può essere scritta come:

$$F = \frac{M \cdot (V \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b(\cos \alpha - 1) + S_b]}$$

La forza F fornisce l'ordine di grandezza dell'interazione tra il veicolo e la barriera durante l'impatto.

Il prospetto della stessa norma UNI EN 1317-1, di seguito riportato, propone in funzione dell'energia cinetica (e del livello di contenimento Lc) associata a ciascuna classe di barriera i valori della forza media calcolata per alcuni valori esemplificativi di spostamento della barriera.

Livello di contenimento L_c	Energia cinetica (kJ)	Deflessione del lato verso il traffico (m)					
		0,1	0,4	0,8	1,2	1,6	2,0
		Forza Media \bar{F} (kN)					
T1	6,2	16,8	9,3	5,8	4,2	3,3	2,7
T2	21,5	36,5	24,2	16,7	12,7	10,3	8,6
T3	36,6	46,7	33,8	24,7	19,4	16,0	13,6
N1	43,3	59,2	42,0	30,3	23,7	19,4	16,5
N2	81,9	112,0	79,4	57,2	44,7	36,7	31,1
H1	126,6	93,6	76,6	61,7	51,6	44,4	38,9
H2	287,5	133,0	116,8	100,4	88,1	78,5	70,8
H3	462,1	266,4	227,1	189,8	162,0	142,9	127,1
H4 _a	572,0	311,3	267,6	225,4	194,7	171,4	153,1
H4 _b	724,6	269,1	242,1	213,6	191,1	172,8	157,8

Livello di contenimento della barriera H2 Bordo Ponte 287.5 kJ

Abbattimento barriera veicolo pesante W5 1,60 m

Veicolo leggero W1 0,60 m

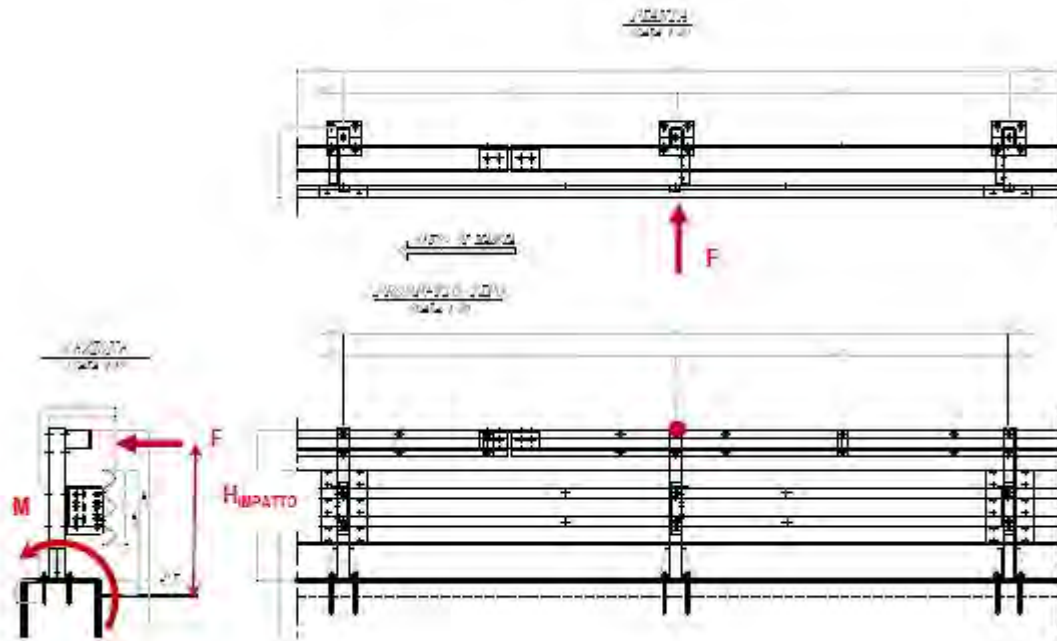
La forza di impatto più gravosa risulta essere contenuta nell'intervallo tra 100.4 kN e 116.8 kN (come evidenziato in tabella) per cui, dall'interpolazione lineare, si è assunta una forza $F=108.6$ kN.

Tale forza risulta essere applicata all'altezza minima imposta dalla normativa pari a 1 metro rispetto al piano viario.

Il cordolo in calcestruzzo armato, sul quale verranno montate le barriere di sicurezza, è posizionato a una quota compresa tra 0 e +0.05 metri rispetto al piano stradale pertanto la forza di impatto agisce a 1.00 metri dal piano di posa delle barriere.

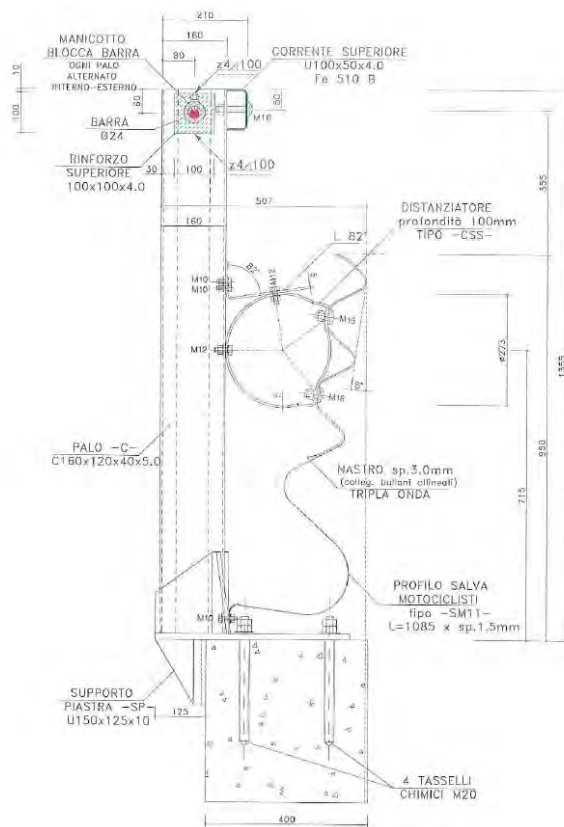
Pertanto il momento torcente sollecitante sarà pari a $M_{ed} = 108.6 \times 1.00 \approx 109$ kNm

Avendo le barriere distanza tipica tra i piantini variabile da 1.5 a 2.25 mt ed il mezzo di prova lunghezza pari a 9 mt (bus) si considera tale forza assorbito da soli 4 piantini; pertanto il momento torcente per metro di barriera è pari a: $M_{ed} = 109/9 \approx 12.11$ kNm



8.1.2 Forzanti Barriera tipo ANAS H2Bp

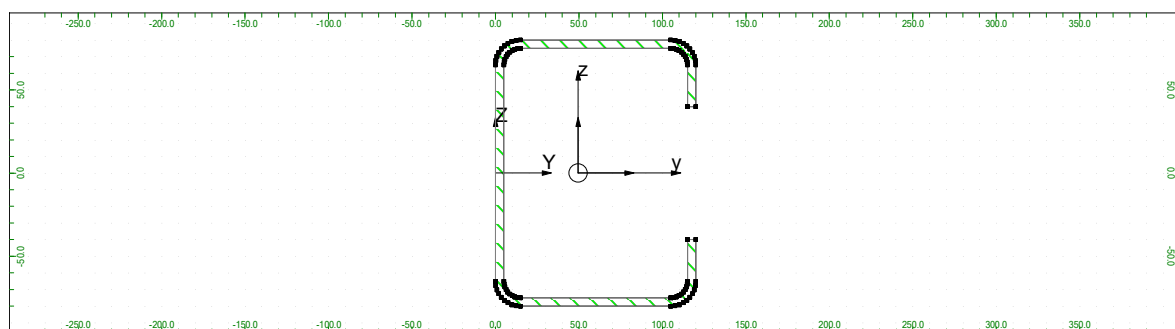
Il cordolo viene dimensionato per essere in grado di accogliere sia barriere commerciali che di barriere bordo ponte tipo ANAS di tipologia pari alla seguente:



Tali barriere hanno montanti a C160x120x40x5 mm, occorre pertanto considerare ai fini della verifica del cordolo il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 1991-2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

Il Modulo plastico del montante è pari a $W_{pl} = 131879.68 \text{ mm}^3$

come di seguito riportato



Descrizione della geometria

<u>N. punto</u>	<u>Y</u>	<u>Z</u>
1	0.0 mm	-65.0 mm
2	0.0 mm	65.0 mm
3	0.2 mm	67.6 mm
4	0.9 mm	70.1 mm
5	2.0 mm	72.5 mm
6	3.5 mm	74.6 mm
7	5.4 mm	76.5 mm
8	7.5 mm	78.0 mm
9	9.9 mm	79.1 mm
10	12.4 mm	79.8 mm
11	15.0 mm	80.0 mm
12	105.0 mm	80.0 mm
13	107.6 mm	79.8 mm
14	110.1 mm	79.1 mm
15	112.5 mm	78.0 mm
16	114.6 mm	76.5 mm
17	116.5 mm	74.6 mm
18	118.0 mm	72.5 mm
19	119.1 mm	70.1 mm
20	119.8 mm	67.6 mm
21	120.0 mm	65.0 mm
22	120.0 mm	40.0 mm
23	115.0 mm	40.0 mm
24	115.0 mm	65.0 mm
25	114.8 mm	66.7 mm
26	114.4 mm	68.4 mm
27	113.7 mm	70.0 mm
28	112.7 mm	71.4 mm
29	111.4 mm	72.7 mm
30	110.0 mm	73.7 mm
31	108.4 mm	74.4 mm
32	106.7 mm	74.8 mm
33	105.0 mm	75.0 mm
34	15.0 mm	75.0 mm

35	13.3 mm	74.8 mm
36	11.6 mm	74.4 mm
37	10.0 mm	73.7 mm
38	8.6 mm	72.7 mm
39	7.3 mm	71.4 mm
40	6.3 mm	70.0 mm
41	5.6 mm	68.4 mm
42	5.2 mm	66.7 mm
43	5.0 mm	65.0 mm
44	5.0 mm	-65.0 mm
45	5.2 mm	-66.7 mm
46	5.6 mm	-68.4 mm
47	6.3 mm	-70.0 mm
48	7.3 mm	-71.4 mm
49	8.6 mm	-72.7 mm
50	10.0 mm	-73.7 mm
51	11.6 mm	-74.4 mm
52	13.3 mm	-74.8 mm
53	15.0 mm	-75.0 mm
54	105.0 mm	-75.0 mm
55	106.7 mm	-74.8 mm
56	108.4 mm	-74.4 mm
57	110.0 mm	-73.7 mm
58	111.4 mm	-72.7 mm
59	112.7 mm	-71.4 mm
60	113.7 mm	-70.0 mm
61	114.4 mm	-68.4 mm
62	114.8 mm	-66.7 mm
63	115.0 mm	-65.0 mm
64	115.0 mm	-40.0 mm
65	120.0 mm	-40.0 mm
66	120.0 mm	-65.0 mm
67	119.8 mm	-67.6 mm
68	119.1 mm	-70.1 mm
69	118.0 mm	-72.5 mm
70	116.5 mm	-74.6 mm
71	114.6 mm	-76.5 mm
72	112.5 mm	-78.0 mm

73	110.1 mm	-79.1 mm
74	107.6 mm	-79.8 mm
75	105.0 mm	-80.0 mm
76	15.0 mm	-80.0 mm
77	12.4 mm	-79.8 mm
78	9.9 mm	-79.1 mm
79	7.5 mm	-78.0 mm
80	5.4 mm	-76.5 mm
81	3.5 mm	-74.6 mm
82	2.0 mm	-72.5 mm
83	0.9 mm	-70.1 mm
84	0.2 mm	-67.6 mm
85	0.0 mm	-65.0 mm

Risultati generali

Area

$$A = 2190.71 \text{ mm}^2$$

Centro di gravità

$$Y_c = 49.5 \text{ mm}$$

$$Z_c = -0.0 \text{ mm}$$

Perimetro

$$S = 886.9 \text{ mm}$$

Materiale di base

ACCIA

$$E = 206000.00 \text{ MPa}$$

$$\text{dens.} = 7852.83 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{p.un.} = 1720.33 \text{ kG/m}$$

Sistema degli assi principali

Angolo

$$\alpha = 0.0 \text{ Deg}$$

Momenti di inerzia

$$I_x = 0.00 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 9115866.88 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 4449129.51 \text{ mm}^4$$

Raggi di inerzia

$$i_y = 64.5 \text{ mm}$$

$$i_z = 45.1 \text{ mm}$$

Coefficienti di rigidezza al taglio

$$A_y = 0.00 \text{ mm}^2$$

$$A_z = 0.00 \text{ mm}^2$$

Fattori di resistenza a flessione

$$W_{ely} = 113948.34 \text{ mm}^3$$

$$W_{elz} = 63109.22 \text{ mm}^3$$

Fattori di resistenza al taglio

$$W_y = 0.00 \text{ mm}^2$$

$$W_z = 0.00 \text{ mm}^2$$

Fattori di resistenza plastica

$$W_{ply} = 131879.68 \text{ mm}^3$$

$$W_{plz} = 88520.31 \text{ mm}^3$$

Distanze estreme

$$V_y = 70.5 \text{ mm}$$

$$V_{py} = 49.5 \text{ mm}$$

$$V_z = 80.0 \text{ mm}$$

$$V_{pz} = 80.0 \text{ mm}$$

cui corrisponde un momento plastico (materiale S235JR) $M_{pl} = 235 \cdot 131879.68 / 1000 / 1000 = 30.99 \text{ KNm}$

Tale momento plastico deve essere amplificato attraverso un coefficiente pari a 1.5 secondo quanto prescritto dall'Eurocodice 2.

Ne consegue che il Momento plastico amplificato è pari a $M_{pl,a} = 46.5 \text{ KNm}$, avendo i piantini interasse pari a 2.25 mt ne consegue che per ogni metro lineare di cordolo il Momento trasmesso dalla barriera al cordolo è pari a : $M = 20.67 \text{ KNm/m}$.

8.1.3 Forzanti Barriere commerciali H2Bp

Per quanto riguarda le barriere di tipo commerciale, esse presentano per i montanti i seguenti momenti plastici (fonte quaderno tecnico ANAS n. 5):

Nome prodotto	Profilo montante	Dimensioni montante	Materiale	KES. Acciaio	$W_{plastico}$	$M_{plastico}$	M_{ampi}
Barriera stradale H2 b.Ponte	Sezione scatolare	120x80 Sp. 5	S275JR	275	76,25	20,97	31,45
H2-W4-A	Sezione a C	B=120mm H=80mm C=30mm s=5,9 mm	S235JR/ S355JR	355	83	19,47	44,20
Barriera PAB CE 1 per manufatto W4	Sezione a U	120x80 Sp. 6	S275JR	275	72,22	19,86	29,79
Barriera PAB CE 2 per manufatto W5	Sezione a U	120x80 Sp. 6	S275JR	275	72,22	19,86	29,79
Barriera 3 onde per manufatto W4	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera 3 onde per manufatto W4 con pannello	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera 3 onde per manufatto W5	Sezione scatolare	120x80 Sp. 4	S275JR	275	62,21	17,11	25,66
Barriera tripla onda bordo ponte H2	Sezione a C	B=160mm H=120mm C=40mm s=4,5 mm	S275JR	275	128,07	35,22	52,83
Classe H2 bordo ponte	Sezione a C	B=120mm H=80mm C=30mm s=5 mm	S235JR	235	71,75	16,86	25,29
CLASSE H2 PER BORDO PONTE	Sezione a C	B=120mm H=80mm C=30mm s=4,8 mm	SRL235JR	235	69,17	16,25	24,38
Barriera H2 bordo ponte (tipo2 ASI 1)	HEA	HEA 100	S275JR	275	83,01	22,83	34,24
Barriera di ponte H2	HEA	HEA120	S275JR	275	119,5	32,86	49,29
T40 BP	HEA	HEA100	acciaio S235JR rivestito in legno	235	83,01	19,51	29,26
Barriera di sicurezza a tubi classe H2 bordo ponte	Sezione a C	B=100mm H=70mm C=25mm s=5 mm	S355JO	355	50,38	17,88	26,83

La media dei momenti plastici è pari a:

$$M_{pl} = 21.39 \text{ KNm}$$

$$M_{pl,a} = 21.39 \cdot 1.5 = 32.09 \text{ KNm}$$

Avendo le barriere un interasse dei piantini compreso tra 2 e 2.25 mt ne consegue un Momento sollecitante per il cordolo pari a:

$$M = 32.09/2 = 16.05 \text{ KNm}$$

8.1.4 Massima intensità della forzante

Al fine di rendere il cordolo in grado di sostenere ogni tipologia di barriera di classe H2Bp, si procede a verificarlo assegnando i valori di urto maggiori tra i tre illustrati nei precedenti paragrafi 8.1.1, 8.1.2 e 8.1.3, pertanto soggetto ad un momento/metro lineare pari a:

$$M = \max (12.11; 20.67; 16.05) = 20.67 \text{ KNm/m}$$

Ed un momento plastico sul piantino pari a $M_{pl} = 30.99 \text{ KNm}$ (con sovrarresist pari a 1.5 si ha $M_{pl,a} = 46.5 \text{ KNm}$)

L'altezza della forza d'urto viene posta pari a 1 mt dall'estradosso del cordolo.

Contemporaneamente alla forza d'urto si considera lo schema di carico tipo 2 di cui al cap. 5.1.3.3.5 del DM 17/01/2018.

Le azioni sismiche sono irrilevanti per il calcolo in quanto trascurabili per il cordolo rispetto a quelle trasmesse dall'urto.

Stante la specificità del problema l'unica combinazione notevole è quella eccezionale ovvero pari a:

$$G1+G2+A_d+\psi_{21}Q1+\psi_{22}Q2+....$$

8.2 VERIFICA LOCALE DEL CORDOLO

Si può risalire all'azione dovuta all'urto di un veicolo su sicurvia considerando il momento plastico del montante della barriera (vedi 8.1).

L'azione che il singolo montante trasferisce al cordolo è pari al momento di plasticizzazione del montante della barriera di sicurezza incrementato di un fattore di sovrarresistenza pari a 1.5 (paragrafo 4.7.3.3 dell'UNI EN 1991 2 come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012).

Il cordolo verrà armato con staffatura diffusa $\Phi 16/40$ e armatura filante costituita da 6+6 $\Phi 16$

8.2.1 Verifica a taglio, torsione e taglio/torsione del cordolo

$$VR_d < VE_d$$

$$VE_d/VR_d + TE_d/TR_d < 1$$

VE_d è il valore di taglio sollecitante in tal caso pari alla forza d'urto agente. (100 kN)

TE_d è il valore del momento torcente pari a quello trasmesso dal piantino (32.09 KNm)

I calcoli vengono eseguiti considerando la sezione poligonale (ricostruita) costituita dai seguenti materiali:

Di seguito si riportano le verifiche con le dimensioni:

Dimensioni cordolo : 100x31 cm (BxH)

Dimensioni di calcolo : 100x20 cm (BxH)

Armatura filante 6+6 $\Phi 16$

Staffe $\Phi 12/15$ a 4 braccia

OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;

Elemento costr.: CORDOLO; Posiz. sezione: in zona critica; Carico conc.: Si

Cond. Ambientali: molto aggressive; Sensibilità armature: sensibili.

MATERIALI:

Calcestruzzo: C35/45; $R_{ck}=45.00$; $E_c=34625.49$; N/mm²; $\gamma_c=1.50$
 $f_{ck}=37.35$; $f_{cd}=21.16$; $f_{ctk}=2.35$; $f_{ctd}=1.56$; $f_{ctm}=3.35$; $f_{cfm}=4.02$; (in N/mm²)
 Grafico tensioni/deformazioni cls: $f_{t2}=21.16$ N/mm²; $\epsilon_{cu2}=0.0035$; $\epsilon_{c2}=0.0020$
 Acciaio barre: B450C; $\gamma_s=1.15$
 $f_{yk}=450.00$; $f_{yd}=391.30$; $f_{bd}=3.52$; $E_s=206000.00$; (in N/mm²);
 Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\sigma_u=0.0675$; $k=1.15$
 Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si
 Acciaio staffe: $f_{yks}=430.00$, $f_{yds}=373.91$ (in N/mm²)
 Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)•100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base (cm): B = 100.00 cm; Base (cm): H = 20.00 cm
 Rotazione: rot = 0.00 gradi
 Area totale acciaio : $A_{st}=24.13$ cm²
 Copriferro di progetto : c = 4.00 cm
 Diametro staffe : $d_s=12$ mm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: $A_{cls}=2000.00$ cm²; Baricentro: $X_{gcls}=-0.00$ cm; $Y_{gcls}=0.00$ cm
 Momenti d'inerzia: $J_x=66666.67$ cm⁴; $J_y=166666.67$ cm⁴; $J_{xy}=0.00$ cm⁴;
 Momenti principali d'inerzia: $J_{csi}=166666.67$ cm⁴; $J_{eta}=66666.67$ cm⁴;
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia csi e l'asse x: $\theta=-1.57$ rad;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).
 Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KNm).

Combinazioni stati limite ultimi:						
comb	N	Mx	Vx	My	Vy	Mt
1	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00	32.09

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONG. NEI BORDI SUPERIORE ED INFERIORE

Sono presenti almeno due barre $\varnothing \geq 14$ mm nei bordi superiore ed inferiore.

VERIFICA TRINCIAMENTO BARRE

Comb. N.: 1; $V_{su}=100000.00$ N; $\tau_{maxTr}=V_{su}/A_f=41.4466 < f_{yd}=391.3000$ N/mm²
 VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; ($f_{cd}=21.1600$, $f_{ctd}=1.56$, $f_{ck}=37.35$ in N/mm²)

$V_{Ed}=100000.00$ N; $d=95.20$ cm; $b_w=20.00$ cm, $\alpha_c=1.0000$, $\cot(\theta)=2.5000$, A_{sw}/s progettata=3.00 cm²/m
 $V_{Rcd}=0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot 0.5 \cdot (\cot(90^\circ) + \cot(\theta)) / (1 + \cot(\theta)^2) = 625168.55$ N
 $V_{Rsd}=0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd_st} \cdot (\cot(90^\circ) + \cot(\theta)) \cdot \sin(90^\circ) = 240274.57$ N
 $V_{Ed} < \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \Rightarrow$ VERIFICA POSITIVA

VERIFICA TORSIONE ($f_{cd}=21.16$ N/mm²)

comb.: 1; $T_{Ed}=3209000.00$ Ncm;
 $T_{Rcd}=2 \cdot A \cdot t \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cot(\theta) / (1 + \cot(\theta)^2) = 6585529.03$ Ncm
 con: $A=940.16$ cm²; $t=9.6000$ cm; $\cot(\theta)=2.500000$, $u_m=201.6000$ cm
 Area ferri longitudinali perimetrali minima $A_L=21.98$ cm²
 Staffe di progetto (A_s/s)=1.83 cm²/m
 $T_{Rsd}=2 \cdot A \cdot (A_s/s) \cdot f_{yd_st} \cdot \cot(\theta) = 3209000.00$ Ncm
 $T_{Rld}=2 \cdot A \cdot A_L \cdot f_{yd} / (u_m \cdot \cot(\theta)) = 3209000.00$ Ncm
 Verifica: $T_{Ed} < \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$ VERIFICA POSITIVA

VERIFICA TAGLIO + TORSIONE (N e Ncm)

comb.: 1; $V_{Ed}=100000.00$; $V_{Rcd}=625168.55$; $T_{Ed}=3209000.00$; $T_{Rcd}=6585529.03$

$TED/TRcd + VED/VRcd = 0.6472 < 1$ VERIFICA POSITIVA

Area ferri long. perimetrali necessaria a torsione: $Asl=21.98 \text{ cm}^2$

PROGETTO PASSO STAFFE. (N.ro bracci: $Nb=4$, Area singola staffa: $Als=1.1310 \text{ cm}^2$)

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo,

con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi

Area staffe per il taglio (Comb. n.ro 1) ($f_{ydSt}=373.91 \text{ N/mm}^2$)

$VED=100000.00 \text{ N}$; $d=95.20 \text{ cm}$; $bw=20.00 \text{ cm}$, $\cot(\theta)=2.5000$

da $VED=0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{ydSt} \cdot \cot(\theta)$ si ottiene: $Asw/s=1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Area staffe per torsione: $Asw/s = TED/(2 \cdot A \cdot f_{ydSt} \cdot \cot(\theta))=1.83 \text{ cm}^2/\text{m}$

Area staffe per T_g e T_{or} : $Asw = AstT_g + AstT_{or}=3.07 \text{ cm}^2/\text{m}$

$s = 100 \cdot Nb \cdot Als / Asw = 147.15 \text{ cm}$

Per le travi: $Ast=0.15 \cdot bw = 0.15 \cdot 20.00 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$s \leq Nb \cdot Als / Ast = 150.80 \text{ cm}$

$s \leq 0.8 \cdot h_{utile} = 0.8 \cdot 95.20 = 76.16 \text{ cm}$

$s \leq 33 \text{ cm}$

Armatura staffe minima: $As=13.59 \text{ cm}^2/\text{m}$ -> 1Ø12 a 4 bracci ogni 33.30 cm

Armatura staffe adottata: $As=30.13 \text{ cm}^2/\text{m}$ -> 1Ø12 a 4 bracci ogni 15.00 cm

00000000000000000000 VERIFICHE TUTTE POSITIVE 00000000000000000000

VERTICI SEZIONE:			
Nv	X (cm)	Y (cm)	$\epsilon_c \times 1000$
1	-50.00	-10.00	-0.00
2	-50.00	10.00	-0.00
3	50.00	10.00	-0.00
4	50.00	-10.00	-0.00

BARRE LONGITUDINALI:				
Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	$\epsilon_f \times 1000$
1	45.20	-5.20	16.00	-0.00
2	27.12	-5.20	16.00	-0.00
3	9.04	-5.20	16.00	-0.00
4	-9.04	-5.20	16.00	-0.00
5	-27.12	-5.20	16.00	-0.00
6	-45.20	-5.20	16.00	-0.00
7	-45.20	5.20	16.00	-0.00
8	-27.12	5.20	16.00	-0.00
9	-9.04	5.20	16.00	-0.00
10	9.04	5.20	16.00	-0.00
11	27.12	5.20	16.00	-0.00
12	45.20	5.20	16.00	-0.00

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni											
NSi, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia											
NRi, MRxi, MRyi: azioni resistenti " " " "											
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU											
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione											
TV: tipo verifica N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante; C = NS>Nrd o il fattore Nrd/NS risulta piu' sfavorevole (Nrd= 4329.71 KN); T = NS<Nrt o il fattore Nrt/NS risulta piu' sfavorevole (Nrt= -1071.56 KN); E = l'eccentricità della sollecitazione è inferiore al minimo imposto dalla normativa; ? = Sezione non verificabile; 0 = Azioni nulle											
V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata, con un N se la combinazione non converge											
cb	NSi	MSxi	MSyi	NRi	MRxi	MRyi	Aft	Afc	sic.	TV	V
n.ro	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(cm²)	(cm²)			
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.0000	0	
Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU											

8.2.2 Verifica del diametro del connettore

Il cordolo è ancorato nella soletta da 2 barre del diametro di 12 mm con passo pari a 15 cm.

$$\phi = \sqrt{\left(\frac{4N}{\pi f_{yd}}\right)}$$

$$N = \frac{M_{pl}}{z_h}$$

$M_{pl} = 32.09 \text{ KNm}$

$N = 32.09 / (1 - 0.04 \cdot 2) = 34.88 \text{ kN}$; avendo considerato una lunghezza di calcolo pari a 1.50 m, tale valore è da ripartirsi su 10 connettori (ponendo il valore $\gamma_s = 1.15$ a vantaggio di sicurezza anche se si può considerare unitario essendo una condizione eccezionale)

$N_c = 34.88 / 10 = 3.49 \text{ kN}$;

$\phi = [(4 \cdot 3490) / (3.14 \cdot 391)]^{0.5} = 3.37 \text{ mm}$; per cui il diametro d12 mm è verificato.

8.2.3 Calcolo della lunghezza di ancoraggio nella soletta

Le verifiche vengono eseguite nell'ipotesi di calcestruzzo non fessurato.

	Single anchor	Anchor group
combined pull-out and concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$	$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
splitting failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$	$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

Rottura combinata sfilamento e rottura conica

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{ec,Np} \cdot \psi_{re,Np} \quad [N]$$

Dove:

- Valore iniziale della resistenza caratteristica dell'ancorante:

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} \quad [N];$$

$$\tau_{Rk} [N/mm^2]; h_{ef}, d [mm]$$

- Effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica

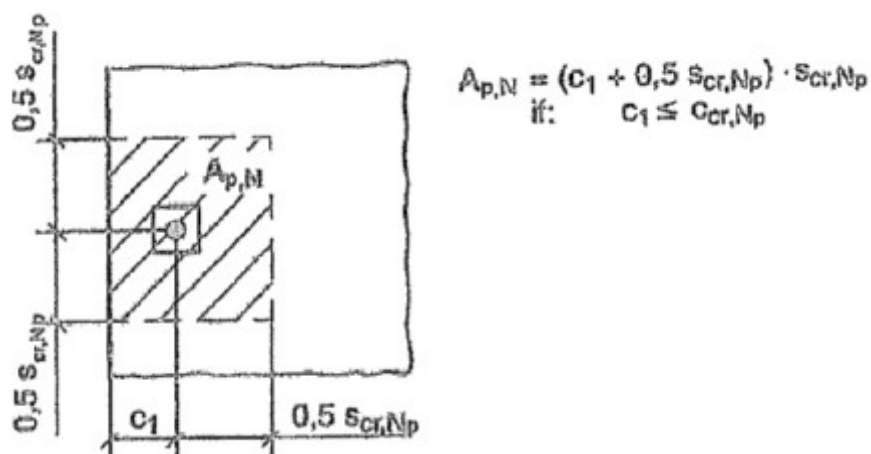
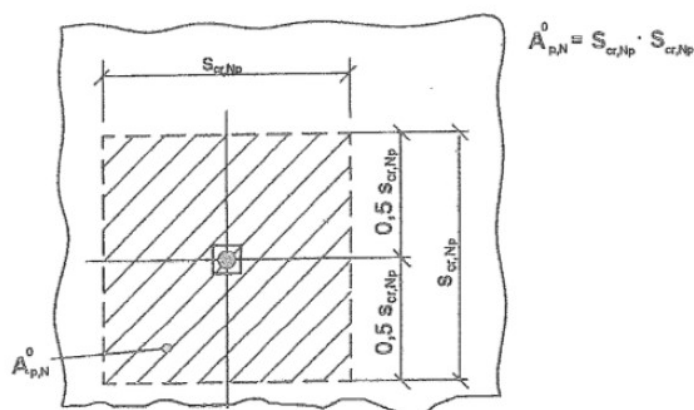
$A_{p,N}^0$ = area di influenza di un singolo ancoraggio senza effetti di bordo e di interasse, idealizzando il cono in calcestruzzo come una piramide a base quadrata di lato uguale a $S_{cr,Np}$

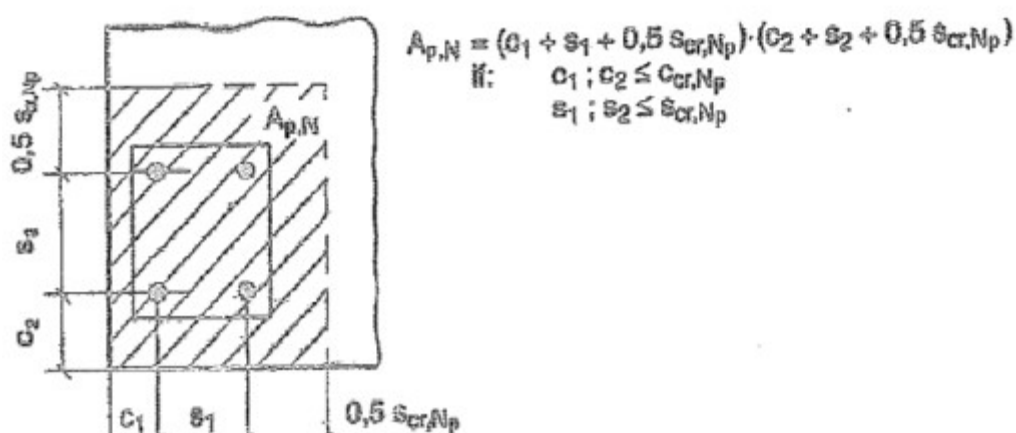
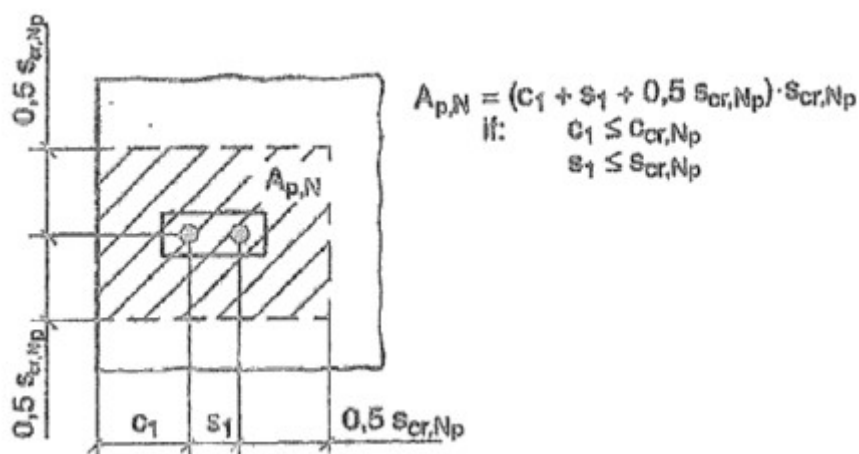
$$A_{p,N}^0 = S_{cr,Np} \cdot S_{cr,Np}$$

$A_{p,N}$ = area reale; è limitata dalla sovrapposizione di aree di ancoraggi adiacenti ($S \leq S_{cr,Np}$) nonché dai bordi del calcestruzzo ($c \leq c_{cr,Np}$)

$$S_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{RK,UCR}}{7,5} \right)^{0,5} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad [mm]$$

$$c_{cr,Np} = \frac{S_{cr,Np}}{2} \quad [mm]$$





- coefficienti Ψ :

$$\psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0.5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1.0$$

s = interasse, in caso di gruppi di ancoraggi con $s_1 \neq s_2$ si può considerare il valore medio di tutti gli interassi.

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}} \right)^{1.5} \geq 1.0$$

n = numero di ancoraggi in un gruppo

τ_{Rk} [N/mm²]; h_{ef} , d [mm]

τ_{Rk} = legame di resistenza caratteristico, viene preso dalle relative ETA a seconda della classe di resistenza del calcestruzzo: k = 2.3 (per calcestruzzo fessurato) e k = 3.2 (per calcestruzzo non fessurato).

$$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/S_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{re,Np} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1 \quad h_{ef} \text{ [mm]}$$

Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \quad [N]$$

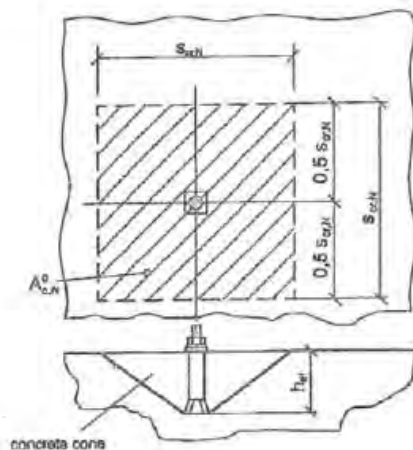
- valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad [N] \quad f_{ck,cube} [N/mm^2]; h_{ef} [mm]$$

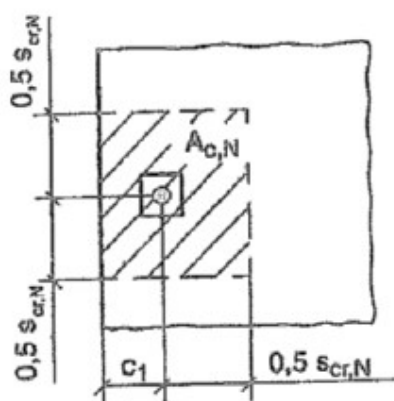
$k_1 = 7.2$ per calcestruzzo fessurato

$k_2 = 10.1$ per calcestruzzo non fessurato

- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:



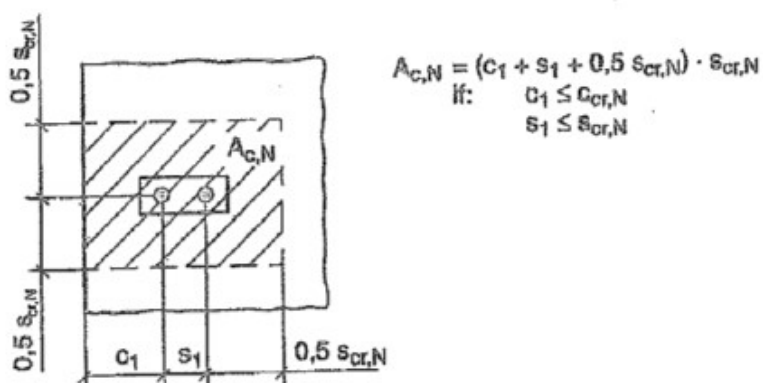
Cono e area $A_{c,N}$ di calcestruzzo di un singolo ancoraggio



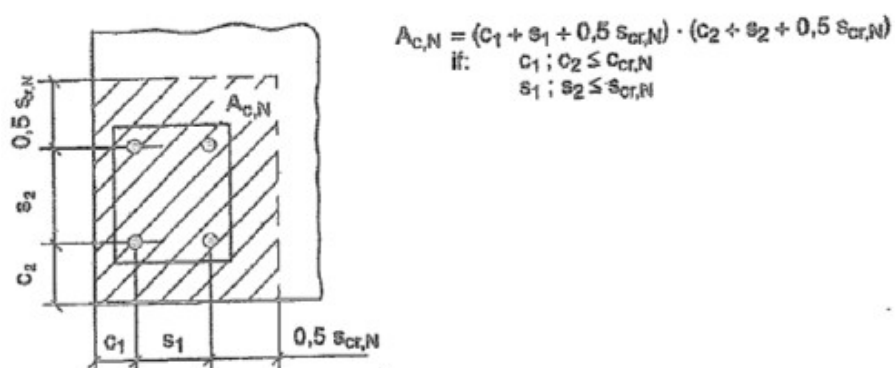
$$A_{c,N} = (c_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot s_{cr,N}$$

if: $c_1 \leq c_{cr,N}$

Area di influenza per un singolo ancoraggio di bordo



Area di influenza per un gruppo di 2 ancoraggi di bordo



Area di influenza per un gruppo di 4 ancoraggi di bordo

- coefficienti ψ :

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,N}} \leq 1$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{C}{C_{cr,N}} \leq 1$$

Rottura per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (splitting)

$$N_{RK,sp} = N_{RK,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad [N]$$

in cui $\psi_{s,N}; \psi_{re,N}; \psi_{ec,N}$ sono i coefficienti visti in precedenza e

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3}$$

$$1 \leq \psi_{h,sp} \leq \left(\frac{2h_{ef}}{h_{min}} \right)^{2/3}$$

Considerando a favore di sicurezza un calcestruzzo di classe **C20/25** ed esplicitando le relazioni sopra esposte si ha:

✓ **rottura conica del calcestruzzo**

$$L_{ad,v} = \left[\sqrt[3]{-\frac{q}{2} + \sqrt{\frac{q^2}{4} + \frac{p^3}{24}}} + \sqrt[3]{-\frac{q}{2} - \sqrt{\frac{q^2}{4} + \frac{p^3}{24}}} \right]^2$$

$$p = \frac{2}{3}(s_1)$$

$$q = -\frac{N_{urto,v}}{7.2\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \frac{1}{s_2 \cdot n}$$

s_2 = interasse orizzontale;

s_1 = interasse verticale;

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1.0$$

Inserendo

$$\Psi_{re,N} = 1$$

$$S_1 = 100 \text{ mm}$$

$$S_2 = 125 \text{ mm}$$

Si ha:

$$q = 4.266$$

$$p = 66.67$$

$L_{ad,v} = 6.18 \text{ cm}$ per cui un ancoraggio da 15 cm (sulla soletta da 20 cm) è più che sufficiente

✓ **rottura per splitting**

$$L_{ad,v}^{5/6} + BL_{ad,v}^{-1/6} + C = 0$$

$$B = \frac{2}{3}(s_1)$$

$$C = -\frac{2}{9} \frac{N_{urto,v}}{\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \frac{1}{s_2 \cdot n} h^{-2/3}$$

La lunghezza di ancoraggio ottenuta è pari a 6.8 cm, per cui un ancoraggio da 15 cm (sulla soletta da 20 cm) rispetta il minimo richiesto.

8.2.4 Verifica a scorrimento del cordolo

Lo scorrimento del cordolo è sempre inibito dalle barre sopra esposte. Le barre inghisate sono soggette a taglio ($F = 100 \text{ KN}$) ed è suddiviso su 20 barre.

$$\Phi = 0.5 \cdot [(8F/\pi f_{yd})]^{1/2} = 12.76 \text{ mm}$$

$$L_{ad,v} = \left[\frac{F_{urto}}{2} \frac{1}{0.72\sqrt{R_{ck,soletta}}} \frac{1}{\psi_{re,N}} \right]^{2/3}$$

$L_{ad,v} = 5.11 \text{ cm}$, anche in questo caso le verifiche sono soddisfatte.

9. VERIFICA DEL CAMMINAMENTO SPINATO ALLA PARETE DEL DIAFRAMMA

Come da richieste del consorzio che gestisce il canale si rende necessaria la realizzazione di un camminamento per ispezione.

La quota di imposta del camminamento sarà definita in sede di direzione dei Lavori e condivisa con il consorzio che gestisce il canale.

Il camminamento è costituito da un aggetto in c.a. (dimensioni 80x20 cm) da spinarsi alla parete del diaframma.

Si eseguono le verifiche dello sbalzo considerando:

Sovraccarico pari a 2 KN/mq + Neve (1.5 KN/mq)

Schema statico sbalzo incastrato.

Il sovraccarico permanente (riferito ad una striscia unitaria) è pari a:

Peso soletta = $0.2 \times 20 = 4$ KN/ml

Accidentali = 2 KN/ml

Neve = 1.5 KN/ml

Combinazione SLU

$M^{(-)} = 1.3 \times 4 \times 0.8^2 / 2 + 1.5 \times 2 \times 0.8^2 / 2 + 0.5 \times 1.5 \times 0.8^2 / 2 \approx - 3$ KNm

$T = 1.3 \times 4 \times 0.8 + 1.5 \times 2 \times 0.8 + 0.5 \times 1.5 \times 0.8 \approx 7.2$ KN

Combinazione SLE (rare).

$M^{(-)} = 4 \times 0.8^2 / 2 + 2 \times 0.8^2 / 2 + 0.7 \times 1.5 \times 0.8^2 / 2 \approx - 2.3$ KNm

$T = 4 \times 0.8 + 2 \times 0.8 + 0.7 \times 1.5 \times 0.8 \approx 5.6$ KN

Combinazione SLE (frequentanti).

$M^{(-)} = 4 \times 0.8^2 / 2 + 0.9 \times 2 \times 0.8^2 / 2 + 0.5 \times 1.5 \times 0.8^2 / 2 \approx - 2.2$ KNm

$T = 4 \times 0.8 + 0.9 \times 2 \times 0.8 + 0.5 \times 1.5 \times 0.8 \approx 5.3$ KN

Combinazione SLE (quasi permanenti).

$M^{(-)} = 4 \times 0.8^2 / 2 + 0.8 \times 2 \times 0.8^2 / 2 + 0.2 \times 1.5 \times 0.8^2 / 2 \approx - 1.9$ KNm

$T = 4 \times 0.8 + 0.8 \times 2 \times 0.8 + 0.2 \times 1.5 \times 0.8 \approx 4.7$ KN

Con i valori di sollecitazione sopra esposti si procede alla verifica di una sezione unitaria avente spessore di 20 cm armata mediante 2Φ14 superiori e 1 Φ14 inferiore entrambe con copriferro pari a 5 cm.

OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;

Elemento costr.: CAMMINAMENTO; Posiz. sezione: SBALZO; Carico conc.: No

Cond. Ambientali: aggressive; Sensibilità armature: poco sensibili.

MATERIALI:

Calcestruzzo: C32/40; $R_{ck}=40.00$; $E_c=33642.78$; N/mm²; $\gamma_c: 1.50$

$f_{ck}=33.20$; $f_{cd}=18.81$; $f_{ctk}=2.17$; $f_{ctd}=1.45$; $f_{ctm}=3.10$; $f_{cfm}=3.72$; (in N/mm²)

Grafico tensioni/deformazioni cls: $f_2=18.81 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_{cu2}=0.0035$; $\epsilon_{c2}=0.0020$

Acciaio barre: B450C; $\gamma_s : 1.15$

$f_{yk}=450.00$; $f_{yd}=391.30$; $f_{bd}=3.25$; $E_s=206000.00$; (in N/mm^2);

Grafico tensioni/deformazioni acciaio: $\sigma_u=0.0675$; $k=1.15$

Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si

Acciaio staffe: $f_{yks}=430.00$, $f_{yds}=373.91$ (in N/mm^2)

Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)•100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base (cm): B = 100.00 cm; Base (cm): H = 20.00 cm

Rotazione: rot = 0.00 gradi

Area totale acciaio : $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$

Copriferro di progetto : c = 5.00 cm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: $A_{cls} = 2000.00 \text{ cm}^2$; Baricentro: $X_{gCls} = -0.00 \text{ cm}$; $Y_{gCls} = 0.00 \text{ cm}$

Momenti d'inerzia: $J_x = 66666.67 \text{ cm}^4$; $J_y = 166666.67 \text{ cm}^4$; $J_{xy} = 0.00 \text{ cm}^4$;

Momenti principali d'inerzia: $J_{csi} = 166666.67 \text{ cm}^4$; $J_{eta} = 66666.67 \text{ cm}^4$;

Angolo tra l'asse principale d'inerzia c_{si} e l'asse x: $\theta = -1.57 \text{ rad}$;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (KN, KNm).

Combinazioni stati limite ultimi:						
comb	N	Mx	Vx	My	Vy	Mt
1	0.00	-3.00	0.00	0.00	7.20	0.00

Combinazioni rare:			
comb	N	Mx	My
1	0.00	-2.30	0.00

Combinazioni frequenti:			
comb	N	Mx	My
1	0.00	-2.20	0.00

Combinazioni quasi permanenti:			
comb	N	Mx	My
1	0.00	-1.90	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSOFFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro $ax+by+c=0$: $a=-0.000000$; $b=-2000.000000$; $c=-17429.232312$

Angolo asse neutro-asse x : $\alpha = -180.000000$ gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls : $\epsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio : $\epsilon_f = -35.43779 / 1000$

Deformazione minima acciaio : $\epsilon_f = -6.57481 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

$N_S=0.00$; $M_{xiS}=-0.00$; $M_{yiS}=3000.00$; $T_{xiS}=-7200.00$; $T_{yiS}=0.00$

Ecc. aggiuntiva minima considerata: nessuna

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

$N_R = -7.25$; $M_{xiR} = -0.00$; $M_{yiR} = 19706.60$

$M_{xi0}=-0.00$, $M_{yi0}=0.00$ - Punto base nel grafico $M_{xi}-M_{yi}$ sul piano $N_S=\text{cost}$.

$MR=((M_{xiR}-M_{xi0})^2+(M_{yiR}-M_{yi0})^2)^{1/2}=19706.60$; $MS=((M_{xiS}-M_{xi0})^2+(M_{yiS}-M_{yi0})^2)^{1/2}=3000.00$

Fattore di sicurezza ad N costante: $MR/MS = 6.5689 > 1$ VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE ($A_{fTot}=4.62 \text{ cm}^2$; $Area_{cls}=2000.00 \text{ cm}^2$)

Armatura tesa (comb. 1): $A_{ft}=4.62 \text{ cm}^2 > 0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} = 2.56 \text{ cm}^2$

$A_{ft}=4.62 \text{ cm}^2 > 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 1.86 \text{ cm}^2$

con: $b_t=100.00 \text{ cm}$; $d=14.30 \text{ cm}$

Aftesa max (comb. 1)= 4.62 cm^2 e $A_{fcompr \text{ max}} \text{ (comb. 1)}=0.00 \text{ cm}^2 < 0.04 \cdot Area_{cls}=80.00 \text{ cm}^2$

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA ARMATURA INFERIORE A TAGLIO

Comb. N.: 1; $V_{su}=7200.00 \text{ N}$; $A_{f \text{ inf}}=1.5394 \text{ cm}^2 > V_{su} / f_{yd}=0.1840 \text{ cm}^2$

VERIFICA POSITIVA

VERIFICHE TAGLIO comb. n.ro: 1; ($f_{cd}=18.8100$, $f_{ctd}=1.45$, $f_{ck}=33.20 \text{ in N/mm}^2$)

Verifica dell'armatura longitudinale per elementi senza armatura trasversale a taglio.

$V_{Ed}=7200.00 \text{ N}$; $d=14.30 \text{ cm}$; $b_w=100.00 \text{ cm}$; $\rho_L=0.003229$; $k=2.0000$, $\sigma_{CP}=0.0000$, $V_{min}=0.5704$

$VRd1=(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 \cdot \sigma_{CP}) \cdot b_w \cdot d = 75678.13 \text{ N}$

$VRd2=(V_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{CP}) \cdot b_w \cdot d = 81567.68 \text{ N}$

$V_{Ed} < \max(VRd1, VRd2) \Rightarrow \text{VERIFICA POSITIVA}$

VERIFICHE S.L.E.: TENSIONI ($f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$)

Comb. rara n.ro 1: Tens. cls= $1.09 < 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92 \text{ N/mm}^2$

Comb. rara n.ro 1: Tens. acciaio= $-56.26 > -0.80 \cdot f_{yk} = -360.00 \text{ N/mm}^2$

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. cls= $0.90 < 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -0.32 N/mm^2 ; $\sigma_t=f_{ctm}/1.2=-2.58 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctk}=-2.60 \text{ N/mm}^2$

$w_k=1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}=0.0000 \text{ mm} < w_2=0.3 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ VERIFICA POSITIVA}$

Comb. q. per. n.ro 1: Tens. min. cls= -0.28 N/mm^2 ; $\sigma_t=f_{ctm}/1.2=-2.58 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctk}=-2.60 \text{ N/mm}^2$

$w_k=1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}=0.0000 \text{ mm} < w_1=0.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ VERIFICA POSITIVA}$

ooooooooooooooooooooooooo VERIFICHE TUTTE POSITIVE oooooooooooooooooooooooooo

VERTICI SEZIONE:			
Nv	X (cm)	Y (cm)	$\epsilon_c \times 1000$
1	-50.00	-10.00	3.50
2	-50.00	10.00	-50.96
3	50.00	10.00	-50.96
4	50.00	-10.00	3.50

BARRE LONGITUDINALI:				
Nf	X (cm)	Y (cm)	diámetro(mm)	$\epsilon_f \times 1000$
1	-44.30	4.30	14.00	-35.44
2	44.30	4.30	14.00	-35.44
3	0.00	-6.30	14.00	-6.57

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE:		
Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-50.00	-8.71
2	50.00	-8.71

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni										
NSi, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia NRi, MRxi, MRyi: azioni resistenti " " " " sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione TV: tipo verifica N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante; C = NS>NRd o il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole (NRd=fcd•Acls•0.65=2445.30 KN) ; T = NS<NRt o il fattore NRt/NS risulta piu' sfavorevole (NRt= -205.10 KN); E = l'eccentricità della sollecitazione è inferiore al minimo imposto dalla normativa; ? = Sezione non verificabile; 0 = Azioni nulle V : verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata, con un N se la combinazione non converge										
cb	NSi	MSxi	MSyi	NRi	MRxi	MRyi	Aft	Afc	sic.	TV V

n.ro	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(cm ²)	(cm ²)			
1	0.00	-0.00	3.00	-0.01	-0.00	19.71	4.62	0.00	6.5689	N	
Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU											

9.1 VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEL CAMMINAMENTO

Verifica allo sfilamento

Le verifiche in corrispondenza dell'inghisaggio Ø14 sono le seguenti:

Diametro Barra Φ 14 mm

Diametro Foro Φ 18 mm

Inghisaggio Hili HIT-RE500 od equivalente

La lunghezza di ancoraggio minima prescritta dall'EC2 è pari a:

$$l_b = \Phi \cdot f_b / (4 \cdot f_{bd})$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot f_{ctk_{005}} / \gamma_c$$

$$f_{ctk_{005}} = 0.7 \cdot (0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}) = 0.7 \cdot (0.3 \cdot 25^{2/3}) = 1.80 \text{ (caratteristiche cls diaframma C25/30)}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot 1.80 / 1.5 = 2.7 \text{ Mpa (resina/calcestruzzo)}$$

$$f_{ctk_{005}} = 0.7 \cdot (0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}) = 0.7 \cdot (0.3 \cdot 80^{2/3}) = 3.90 \text{ (resina)}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot 3.90 / 1.5 = 5.85 \text{ Mpa (resina/barra)}$$

La forza massima che la barra Ø 14 deve essere in grado di sostenere è pari a:

$$F = 391 \cdot 154 \approx 60 \text{ KN}$$

$$l_b = 14 \cdot 391 / (4 \cdot 5.85) = 234 \text{ mm}$$

Si adotta una lunghezza di inghisaggio pari a 250 mm > l_b (234 mm)

Le verifiche di sfilamento resina/cls esistente è di seguito riportata:

$$f_c = 60000 / (3.14 \cdot 18^2 / 4 \cdot 250) = 0.94 < 2.7 \text{ Mpa}$$

10.VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati.

11.PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al D.M. 17.01.2018. Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dei calcoli statici per il valore delle azioni pari a quelle di esercizio.