

Comuni di Casalecchio di Reno e Zola Predosa Città Metropolitana di Bologna

PROGETTO DI TRASFORMAZIONE URBANISTICA ALLEGATO ALL'ACCORDO DI PROGRAMMA PER IL POLO FUNZIONALE DI ZONA B

SOGGETTO ATTUATORE



SHOPVILLE GRAN RENO S.r.l.
Via Fabio Filzi n.25
20124 - Milano

SPAZIO PER PROTOCOLLO U.T.

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA, STRUTTURALE



Ing. Stefano Neri

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI

SY.TEC S.r.l.

Dott. Ing. Luciano Grulla

PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI

Studio Nocera S.r.l.

Ing. Filippo Borrini

CONSULENTI OPERE A VERDE:

Studio Silva S.r.l.

Consulenza a progettazione ambientale

Dott. Marco Sassatelli

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

AREA DI INTERVENTO 6 - SOVRAPPASSO CARRABILE - ATTRAVERSAMENTO FOSSO CA' DI SANTA

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE, COMPRENSIVA DELLA ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI

DEL PROGETTO STRUTTURALE E RELAZIONE GEOTECNICA

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLATO	APPROVATO
00	04.2019	EMISSIONE	S.B.	S.R.	S.N.
01	06.2019	AGGIORNAMENTO - RAPPORTO INTERMEDIO n°2 DI VERIFICA	S.B.	S.R.	S.N.

SCALA

TAVOLA

RS01

SHOPVILLE GRANRENO S.r.l.

Comuni di Casalecchio di Reno e di Zola Predosa – Provincia di Bologna

PROGETTO TRASFORMAZIONE URBANISTICA ALLEGATO ALL'ACCORDO DI PROGRAMMA PER IL POLO FUNZIONALE DI ZONA B

PROGETTO ESECUTIVO

AREEE DI INTERVENTO 2, 5 e 6

SOVRAPPASSO CARRABILE - ATTRAVERSAMENTO FOSSO CA' DI SANTA

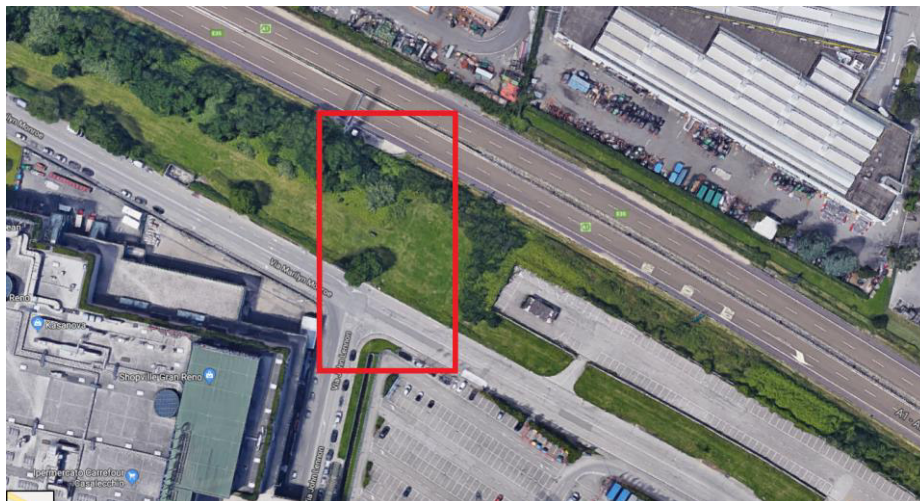
**Relazione di calcolo strutturale, comprensiva della illustrazione sintetica
degli elementi essenziali del progetto strutturale e relazione geotecnica**

Sommario

1	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	10
3	RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI	11
4	RIFERIMENTI RELAZIONE GEOLOGICA	12
5	ANALISI DEI CARICHI	12
6	PROGETTAZIONE E VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	18

1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

La presente relazione ha come oggetto il dimensionamento strutturale del sovrappasso carrabile ad attraversamento del Fosso Ca' di Santa, in prossimità di via Marilyn Monroe a Casalecchio di Reno (BO).



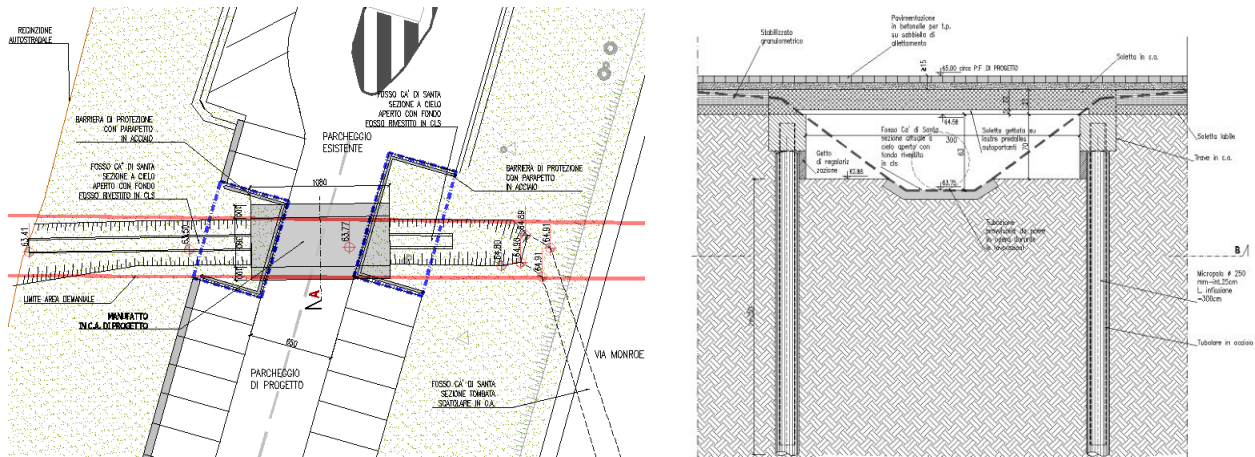
SOVRAPPASSO CA' DI SANTA - INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO (estratto da Google Maps)

Il sovrappasso consiste in un impalcato di luce di circa 3,40 ml (e larghezza 10,80 ml) sorretto da due linee di micropali di diametro $\varnothing 250$ posti ad interasse di 25 cm, lunghezza totale di circa 3,00 ml e infissi nel terreno per circa 2,50 ml; l'altezza libera sotto all'impalcato dell'attraversamento sarà pari a circa 0,70 ml.

La struttura dell'impalcato avrà spessore totale 27 cm e sarà costituito da lastre tralicciate predalle autoportanti di spessore pari a 5,00 cm su cui verrà gettata una soletta piena armata di 22 cm.

In sommità ai micropali verrà realizzata una trave di correa di collegamento delle teste dei micropali, su cui verrà appoggiato l'impalcato; la solidarizzazione degli elementi verrà assicurata da barre di armatura di collegamento.

Si riportano di seguito alcuni schemi relativi all'intervento:



NUOVO SOVRAPPASSO DI PROGETTO – PIANTA E SEZIONE

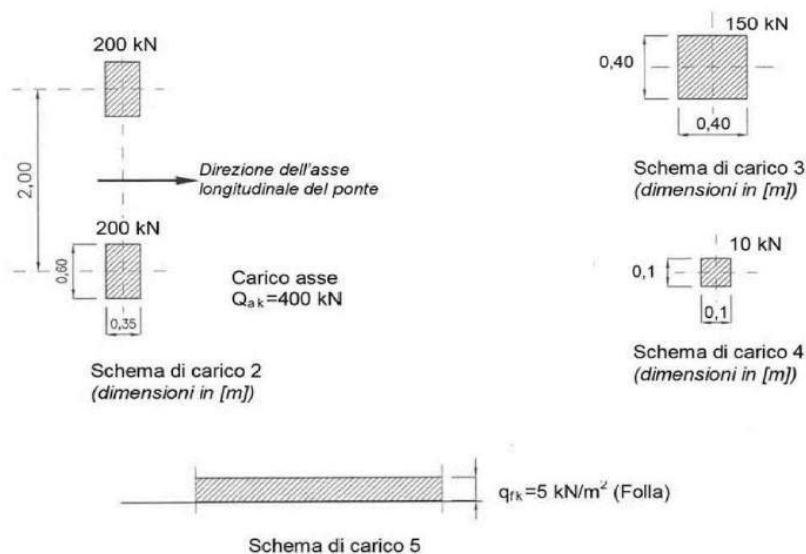
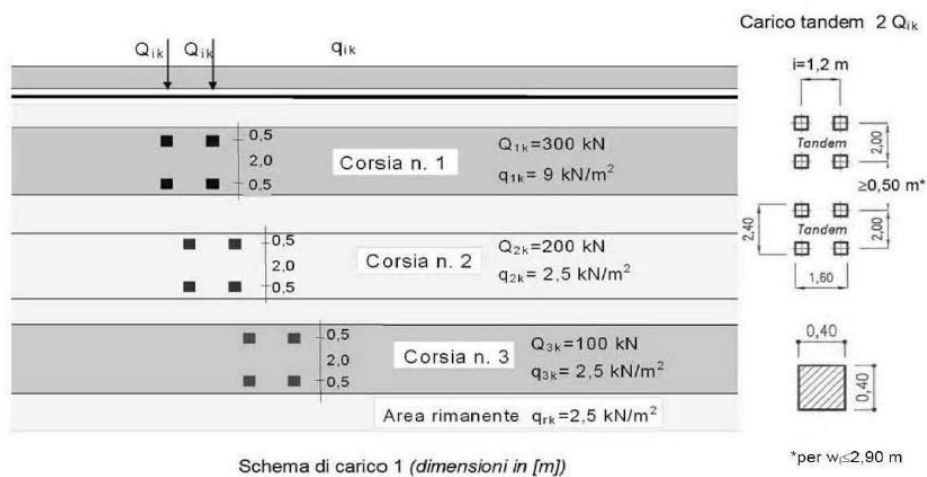
La progettazione è avvenuta secondo quanto riportato nelle “Norme Tecniche per le Costruzioni” DM 17.01.2018,

In merito agli effetti dell'azione sismica si fa notare che le spalle del sovrappasso una volta completate risulteranno essere infisse per buona parte del loro sviluppo; il sisma esplicherà pertanto i propri effetti essenzialmente come effetto inerziale sulla massa dell'impalcato che “tirerà” in testa alle berlinesi delle spalle, mentre il terreno a monte avrà effetti trascurabili.

I carichi considerati nella progettazione della struttura risultano essere (oltre ovviamente ai pesi propri strutturali):

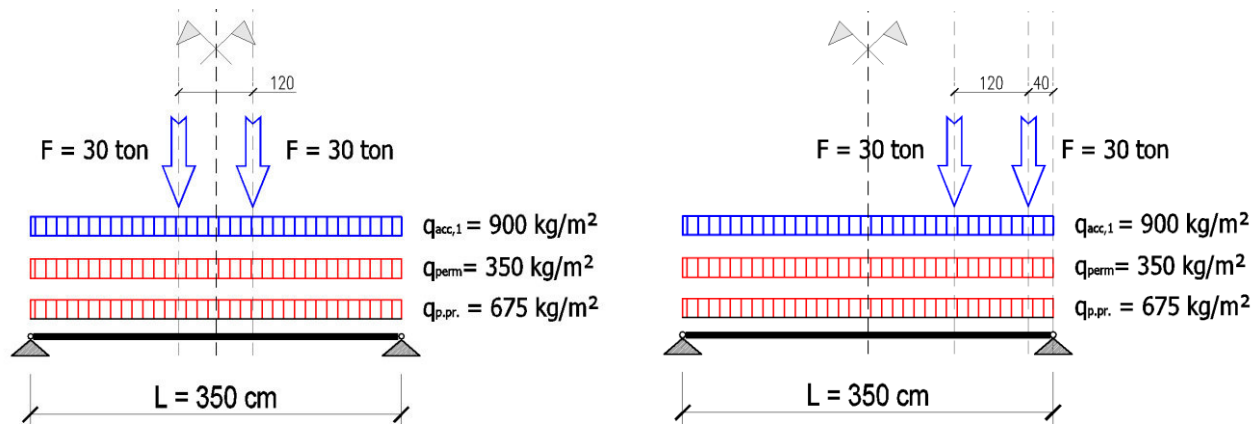
- Carichi pacchetto di finitura
- Azioni da traffico
- Neve

Le azioni da traffico, come da disposizioni normative del cap. 5, sono state considerate congruenti ai seguenti schemi e combinazione dei carichi:



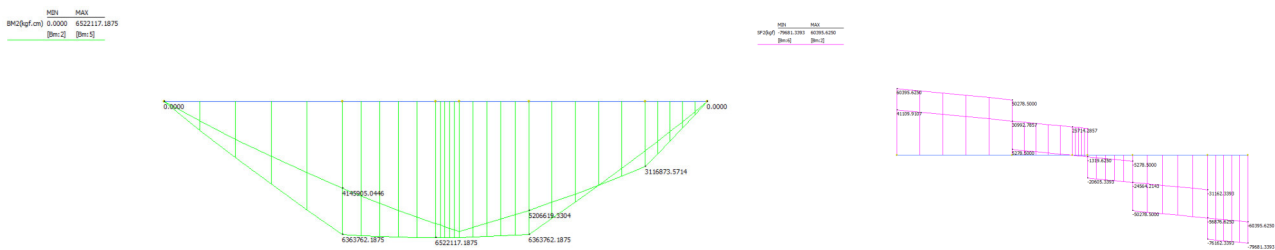
Si precisa che per i carichi da traffico (coerentemente a quanto riportato al paragrafo 5.1.3.12) il coefficiente di combinazione adottato relativo al transito dei mezzi Ψ_2 viene assunto pari a 0,00.

La progettazione è stata condotta, a favore di sicurezza, con riferimento alla corsia convenzionale più caricata, ovvero la "corsia 1"; la verifica dell'impalcato è stata condotta con semplici schemi "a mano" come riportato nelle immagini seguenti, considerando le posizioni dei carichi mobili da traffico nelle condizioni più sfavorevoli e che massimizassero le sollecitazioni agenti sull'impalcato:



SCHEMI DI CALCOLO PER LA DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI MASSIME

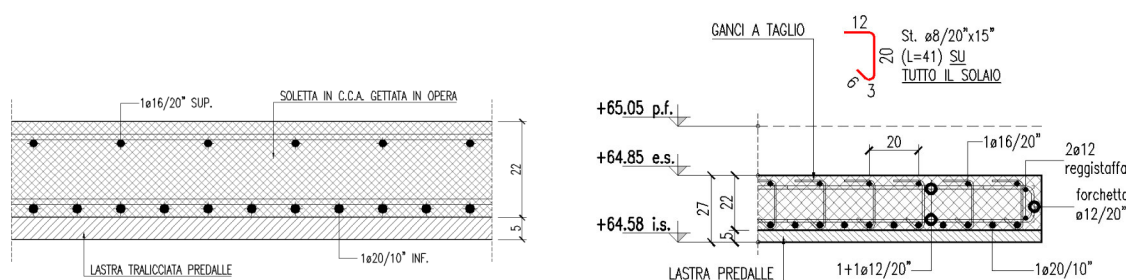
L'involuppo delle combinazioni di carico fornisce i seguenti diagrammi di sollecitazione flettente e di taglio:



INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI E DI TAGLIO

$$\rightarrow M_{Ed,MAX} = 65250 \text{ kgm}/(300 \text{ cm}) = 21750 \text{ kgm/ml} ; V_{Ed,MAX} = 79700 \text{ kg}/(300 \text{ cm}) = 26566 \text{ kg/ml}$$

L'impalcato verrà armato come da sezione seguente:



che fornisce il seguente valore di resistenza:

$$\rightarrow M_{Rd,MAX} = 22350 \text{ kgm/ml} > M_{Ed} = 21750 \text{ kgm/ml} \rightarrow \text{verificato!}$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 29503 \text{ kg/ml} > V_{Ed,MAX} = 26566 \text{ kg/ml} \rightarrow \text{verificato!}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo:

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	22	1	10.05	3
2			2	31.42	21

Tipo Sezione: ☒ Rettang. ☐ Trapez. ☐ a T ☐ Circolare ☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N: ☒ Centro ☐ Baicentro cls ☐ Coord [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U. ☐ Metodo n

Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviato

Materiali: B450C C28/35

E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 291.2 N/mm² E_{cu} 2.5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.07 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

M_{Ed} 223.5 kNm

σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 7.659 %
d 21 cm
x/d 0.3137
δ 0.9321

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Dati geometrici della trave

base: b₀ = 100.0 cm
altezza: h = 22.0 cm
copriferro: c = 2.0 cm
altezza utile: d = 20.0 cm
inclinaz. staffe: α = 90°
armat. longitudinale: A_s = 15.7 cm²

Dati meccanici della trave

classe cls: C28/35
res. caratt. compres. ds: f_{ck} = 28.0 kg/cm²
res. progetto compres. ds: f_{cd} = 15.87 kg/cm²
tipo acciaio: B450C
tens. caratt. snervamento: f_{yk} = 450.0 kg/cm²
tens. progetto snervamento: f_{yk} = 391.3 kg/cm²

Sollecitazione di taglio:

coeff. influenza compressione:

V_{Ed} = 26566 kg
α_c = 1.00

Resistenza elemento senza armatura a taglio:

rapp. geom. armatura longitudinale: ρ_l = 0.008

coefficiente k: k = 2.000

coefficiente V_{min}: V_{min} = 0.524Resistenza di calcolo: V_{Ed} = max [13448 ; 10477] kg = 13448.0 kg

Resistenza elemento con armatura a taglio:

Staffatura adottata: St. s 8 (5 br)

Inclinazione puntini di ds: θ = 15.0°

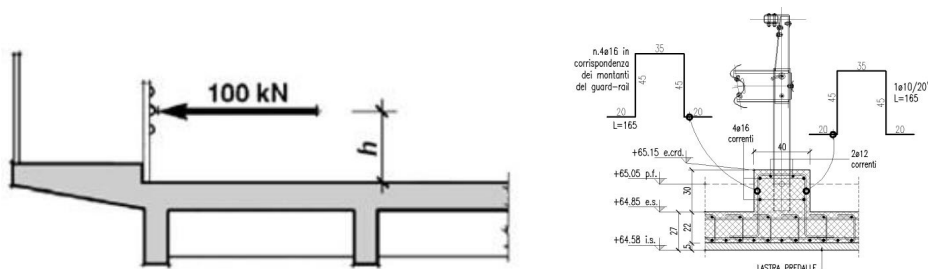
cotg θ = 2.50

Max taglio ammissibile dalla sezione: V_{Rmax} = 71400.0 kgResistenza a "taglio trazione": V_{Raz} = 29503.7 kgResistenza a "taglio compressione": V_{Rcz} = 49241.4 kgResistenza sezione armata a taglio V_{Ed} = 29503.7 kg

tipo rottura:

CRISI STAFFE

E' stata inoltre considerata l'azione eccezionale degli urti sulle barriere di sicurezza previste sull'impalcato del ponte, come da schemi e risultanze seguenti (si è fatto riferimento a quanto riportato ai paragrafi 5.1.3.13 e 3.6.3.3.2 delle NTC2018):



$$F_d = F_k = 10'000 \text{ kg} ; h = 1,00 \text{ ml} \rightarrow M_{Ed} = F_d \cdot h = 10'000 \text{ kgm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo:

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	40	1	8.04	4
2			2	8.04	36

Tipo Sezione: ☒ Rettang. ☐ Trapez. ☐ a T ☐ Circolare ☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N: ☒ Centro ☐ Baicentro cls ☐ Coord [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U. ☐ Metodo n

Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviato

Materiali: B450C C25/30

E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 450 N/mm² E_{cu} 3.5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 23.8 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 2.25 % σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{Ed} 126.2 kNm

σ_c -23.8 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 31.26 %
d 36 cm
x/d 0.1007
δ 0.7

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{Rd} = 12'620 \text{ kgm} > M_{Ed} = 10'000 \text{ kgm} \rightarrow \text{verificato!}$$

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- **Legge del 5 novembre 1971 n° 1086** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche”
- **Circolare n. 11951 del 14 febbraio 1974** “Applicazione delle norme sul cemento armato”
- **NTC 2018 D.M 17 Gennaio 2018** “Norme tecniche per le costruzioni”
- **UNI EN 1990:2006** - Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale
- **UNI EN 1991-1-1:2004** - Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture- Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- **UNI EN 1991-1-4:2005** - Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento
- **UNI EN 1992-1-1:2005** - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993-1-1:2005** - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1998-1:2005** - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

3 RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

Per gli interventi si utilizzeranno i materiali che seguono cui corrispondono le resistenze riportate determinate seguendo la filosofia degli stati limite:

ELEMENTI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO: MATERIALI E PRESCRIZIONI							
CALCESTRUZZO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI RESISTENZA [N/mmq]	RAPPORTO MAX a/c	DOSAGGIO MIN. CEMENTO [kg/m]	COPRIFERRO MIN. NOMINALE [mm]	DIM MAX INERTE [mm]
_ CLS MAGRO:	X0		C12/15		150		
_ MICROPALI:	XC2	Ordinarie	C25/30	0.60	280	30	20
_ TRAVI E SOLETTE IN OPERA:	XC2	Ordinarie	C28/35	0.60	280	30	20
_ ACCIAIO PER ARMATURE:	B 450 C						
ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE: MATERIALI E PRESCRIZIONI							
CLASSE DI ESECUZIONE SECONDO EN 1090-2: EXC2							
TIPO ELEMENTO	CLASSE DI RESISTENZA	TENSIONE CARATTERISTICA DI SNERVAMENTO	TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA	NORMATIVA DI RIFERIMENTO			
_ ELEMENTI SCATOLARI :	S 235 JR	235 N/mmq	360 N/mmq	UNI EN 10210-1/10219-1			
_ BULLONI:	VITI CLASSE 8.8 DADO CLASSE 8	649 N/mmq	800 N/mmq	UNI EN ISO 898-1:2001 -UNI EN ISO 4016:2002 UNI 5592:1968 - UNI EN 15048-1:2007			
FINITURA SUPERFICIALE PROFILI METALLICI:		---					
NB: PRESCRITTA MARCATURA CE PER TUTTI I PRODOTTI AD USO STRUTTURALE							

- CALCESTRUZZO PER MICROPALI : Calcestruzzo classe C25/30:

$$\text{Res. cilindrica di progetto a compressione: } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \alpha_{cc} \cdot 250 / \gamma_c = 0,85 \cdot 250 / 1,5 = 141,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo elastico istantaneo: } E_{cm} = 22000 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} = 314750 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Densità: } \rho_{cls} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

- CALCESTRUZZO PER TRAVI E SOLETTE PIENE: Calcestruzzo classe C28/35:

$$\text{Res. cilindrica di progetto a compressione: } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \alpha_{cc} \cdot 280 / \gamma_c = 0,85 \cdot 280 / 1,5 = 158,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo elastico istantaneo: } E_{cm} = 22000 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} = 323080 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Densità: } \rho_{cls} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

- Acciaio per armatura lenta B450C:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4500 / 1,15 = 3913 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo elastico: } E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Densità: } \rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$$

- Acciaio per carpenteria metallica classe S235/S235H:

coeff. parziale di sicurezza per verifiche di resistenza: $\gamma_{M0} = 1,05$

$$S235 \rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 2350 / 1,05 = 2238 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tk} = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

Per quanto riguarda tutti i prodotti prefabbricati o parzialmente prefabbricati, il fornitore dovrà presentare idonea certificazione.

4 RIFERIMENTI RELAZIONE GEOLOGICA

Nella progettazione strutturale si è fatto riferimento a quanto riportato nella seguente relazione:

- “R04 - RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA - STUDIO GEOLOGICO-TECNICO STUDIO GEOLOGICO TECNICO DEI TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO FINALIZZATO AL PROGETTO DI TRASFORMAZIONE URBANISTICA DEL POLO FUNZIONALE DI ZONA B – Comune di Casalecchio di Reno e Zola Predosa (BO)” redatta dallo Studio Geologico Associato GEO-PROBE a firma del Dott. Graziano Grimandi e datata Giugno 2018 in rev. 00.

5 ANALISI DEI CARICHI

Si specifica che nelle combinazioni dei carichi allo Stato Limite Ultimo, i carichi permanenti sono stati trattati come “non strutturali” e quindi il relativo coefficiente moltiplicativo è stato posto pari a 1,50.

5.1.1 Peso proprio impalcato di solaio

I pesi strutturali delle diverse tipologie di impalcato di solaio utilizzate nella progettazione risultano essere:

TIPOLOGIA SOLAIO	PESO PROPRIO STRUTTURALE
Soletta piena sp. 22 cm su lastra predalle da 5 cm ($H_{tot} = 27 \text{ cm}$)	675 kg/m ²

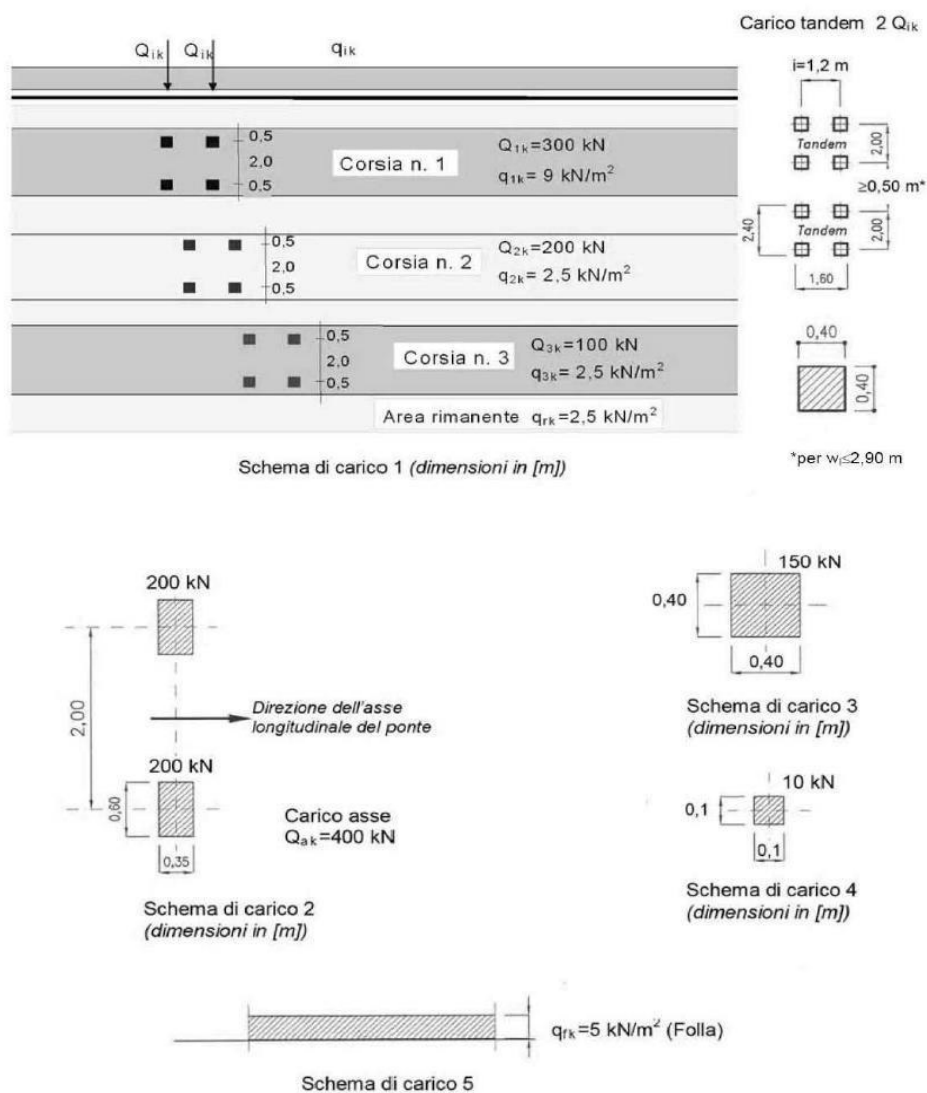
5.1.2 Carichi permanenti portati

Pacchetto stradale: pavimentazione in betonelle su strato di sabbietta → 350 kg/m²

5.1.3 Carichi accidentali da traffico

Ai fini della determinazione dei carichi agenti, la struttura viene equiparata ad un ponte stradale, pertanto si farà riferimento a quanto previsto nel capitolo 5 “Ponti” delle NTC2018.

I carichi mobili risultano quindi essere:



La “larghezza carrabile” della struttura è di circa 7,00 ml, pertanto le corsie convenzionali saranno 2 di larghezza pari a 3,00 ml.

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

L'azione di frenamento assume il valore:

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

$$q_3 = 0,60 \cdot (2 \cdot 30'000) + 0,10 \cdot 900 \cdot 3,00 \cdot 3,80 = 37026 \text{ kg}$$

Gli schemi di carico considerati nella progettazione sono quelli previsti da normativa e qui riportati:

5.1.3.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

- Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurtia.
- Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurtia e sulle passerelle pedonali.
- Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- Schemi di Carico 6.a, b, c:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

Gli schemi verranno poi combinati secondo la tabella:

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti pedonali						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Si precisa che per i carichi da traffico (coerentemente a quanto riportato al paragrafo 5.1.3.12) il coefficiente di combinazione adottato relativo al transito dei mezzi Ψ_{2j} viene assunto pari a 0,00.

5.1.4 Urti su ponti

Per la determinazione degli effetti degli urti sulla struttura del ponte e sulle sue parti, si è fatto riferimento a quanto riportato ai paragrafi 5.1.3.13 e 3.6.3.3.2 (si specifica che tali azioni rientrano tra quelle classificate come azioni “eccezionali”).

Al paragrafo 3.6.3.3.2 si specifica che la forza di collisione sugli elementi di sicurezza al di sopra dei ponti può essere descritta attraverso una forza equivalente di collisione pari a 100 kN (10'000 kg), applicata nel caso in esame a 1,00 ml dal piano di marcia.

5.1.5 Neve

Il carico provocato dalla neve sulle strutture viene valutato attraverso la relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove q_{sk} è valutato, essendo Bologna in zona I (Mediterranea) e ad un'altitudine inferiore a 200 m s.l.m., pari a:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 = 150 \text{ kg/m}^2;$$

mentre il coefficiente di esposizione C_E e quello termico C_t vengono posti pari a 1,00. Il coefficiente di forma μ_i invece viene posto uguale a 0,80 in quanto le strutture oggetto della presente relazione e soggette all'azione della neve sono tutte orizzontali o inclinate sull'orizzontale di pochi gradi. Il valore caratteristico dell'azione della neve si assume dunque pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,80 \cdot 150 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 120 \text{ kg/m}^2$$

DETERMINAZIONE AZIONE DELLA NEVE

DATI GEOGRAFICI
 Zona geografica in cui sorge il sito: **Bologna**
 Denominazione geografica: **Zona I - Mediterranea** (alt: 85,0 m s.l.m.)
 Altitudine del sito [m]: **automatica** --- 160,0 ---
 --> $a_s = 85$ m (s.l.m.) ---

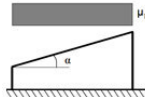
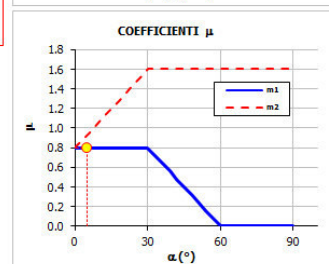
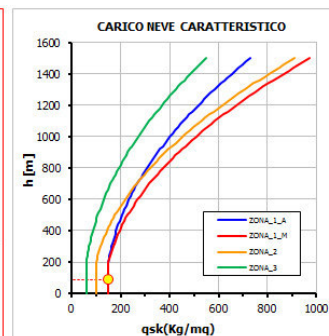
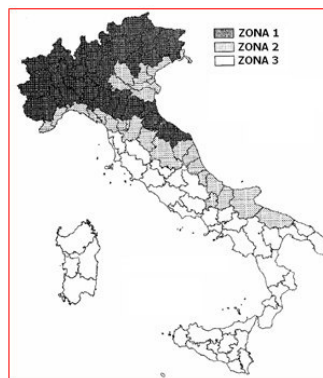
Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo:
 $a_s \leq 200$ m --> $q_{0s} = 1,50 \text{ kN/m}^2 = 150,0 \text{ kg/m}^2$
 --> $q_{0s} = 1,50 \text{ kN/m}^2 = 150,0 \text{ kg/m}^2$

Topografia della zona: **Normale**
 Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

Coefficiente di esposizione: $C_E = 1,00$
Coefficiente termico: $C_t = 1,00$

Coefficiente di forma per le coperture - COPERTURA AD UNA FALDA:
 Angolo formato dalla falda con l'orizzontale: $\alpha = 5,0^\circ$
 Coefficiente di forma: $\mu_i = 0,80$

CALCOLO CARICO NEVE: $q_s = \mu_i \cdot q_{0s} \cdot C_E \cdot C_t = 120,0 \text{ kg/m}^2$

5.1.6 Azioni termiche

Come da disposizioni normative per la strutture in esame si è considerata l'azione indotta da una variazione della temperatura pari a:

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ \text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ \text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ \text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ \text{C}$

e per l'acciaio un coefficiente di dilatazione termica di $12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ \text{C}^{-1}$.

5.1.7 Vento

Date le geometrie strutturali, le azioni da vento non risultano essere influenti in relazione al dimensionamento strutturale.

5.1.8 Azione sismica – Spettro di risposta elastico

Il sito in cui verranno realizzate le strutture corrisponde alle seguenti coordinate geografiche:

LONGITUDINE: 11°, 24 – LATITUDINE: 44°, 49

Coerentemente al quadro normativo nazionale, la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ha permesso di classificare il sottosuolo indagato come appartenente alla categoria di sottosuolo C, ovvero “rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)”.

Le strutture in esame possono essere classificate come di tipo 2, ovvero costruzioni “ordinarie” di “importanza normale”, cui corrisponde un valore della Vita Nominale V_N pari a:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

La classe d’uso adottata risulta essere la II, cui corrispondono i seguenti valori dei coefficienti d’uso e dei relativi periodi di riferimento:

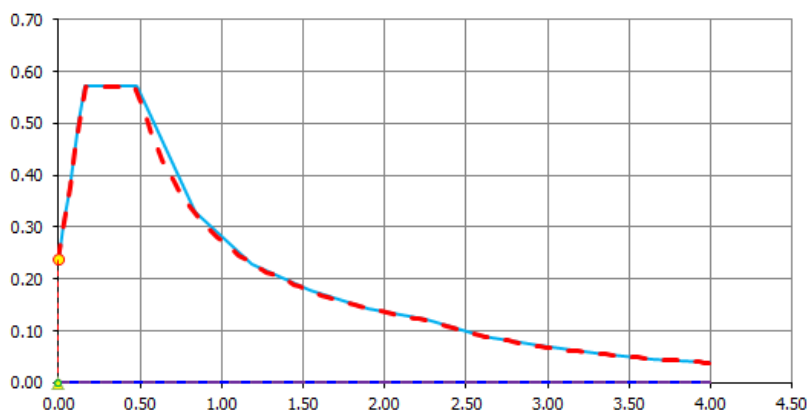
$$\rightarrow C_U = 1,00 \rightarrow V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,00 = 50 \text{ anni}$$

Le caratteristiche topografiche della zona portano ad assegnare al sito di costruzione una categoria T1, cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari all’unità.

Tali valori hanno portato alla definizione del seguente spettro elastico:

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.053	2.486	0.257
SLD	50	0.066	2.492	0.271
SLV	475	0.163	2.391	0.309
SLC	975	0.207	2.421	0.316



A partire da tale spettro elastico e una volta definito il fattore di struttura è stato possibile definire gli spettri di progetto.

6 PROGETTAZIONE E VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

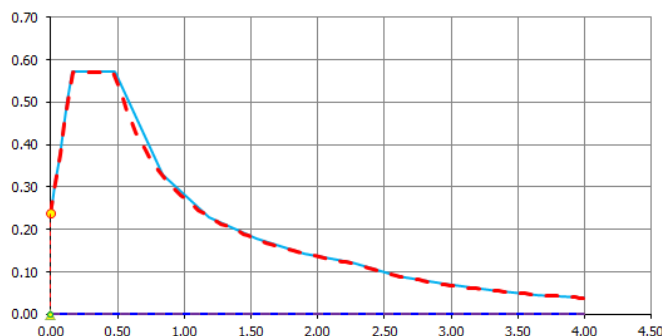
6.1 FATTORE DI COMPORTAMENTO

La struttura in esame viene progettata con un comportamento strutturale non dissipativo, pertanto il fattore di comportamento adottato –a favore di sicurezza- è pari a:

$$q = 1,00$$

Lo spettro di progetto quindi coincide con quello elastico. Si hanno quindi i seguenti coefficienti che definiscono lo spettro di progetto:

Tipologia di costruzione:	tipo 2	--> Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.				
Classe d'uso della costruzione:	2	--> 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 IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.				
Categoria di sottosuolo:	C	--> Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.				
Condizioni topografiche:	T1	--> Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$				
Vita nominale della struttura:	$V_N \geq 50$	anni	Periodo di ritorno dell'azione sismica:			
Coefficiente d'uso della struttura:	$C_U = 1.00$		SLO	--> $P_{VR} = 81 \%$	--> $T_R = 30$	anni
Periodo di riferimento:	$V_R = 50$		SLD	--> $P_{VR} = 63 \%$	--> $T_R = 50$	anni
			SLV	--> $P_{VR} = 10 \%$	--> $T_R = 475$	anni
			SLC	--> $P_{VR} = 5 \%$	--> $T_R = 975$	anni
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_T = 1.00$					
Coefficiente di smorzamento viscoso:	$\xi = 5 \%$	---	--> $\eta = 1.00$			
FATTORE DI STRUTTURA DELL'EDIFICIO:						
q = 1.00						
Stato limite considerato:	SLV	--> Stato Limite di Salvaguardia della Vita (S.L. Ultimo)				
Periodo di ritorno:	$T_R = 475$	anni	$\eta \cdot (1/q) = 1.00$			
Accelerazione orizzontale massima su suolo di riferimento:	$a_g = 0.1631$	g	$T_B = 0.159$ sec			
Fattore di amplificazione spettrale massima (su suolo rif. rigido):	$F_0 = 2.391$		$T_C = 0.478$ sec			
Coefficiente di sottosuolo ($S=S_S \cdot S_T$):	$S = 1.47$		$T_D = 2.252$ sec			
Massima accelerazione spettrale di progetto:	$S_d(T)_{MAX} = 0.572$	g				



Nel caso in esame, facendo riferimento anche a quanto riportato al paragrafo 7.9.5.4 “Spalle” delle NTC2018, essendo le spalle della struttura (micropali) infisse per l’80% della loro altezza, si può considerare che esse si muovano con il suolo. A favore di sicurezza, l’azione sismica –che si esplica mediante le forze inerziali - viene determinata secondo quanto riportato al paragrafo 7.9.5.4.2 “Spalle-collegamento mediante apparecchi di appoggio fissi”, ovvero mediante le relazioni:

$$F_{SIS} = (a_g \cdot S) \cdot W_{SIS}$$

con a_g valutato in corrispondenza del periodo T_B . Nel caso in esame si ha dunque:

$$S = 1,47 ; a_g(T_B) = 0,572 \rightarrow F_{SIS} = (0,572 \cdot 1,47) \cdot W_{SIS} = (0,840) \cdot W_{SIS}$$

6.2 MODELLI DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

Il codice di calcolo utilizzato per la modellazione è: **Straus7**

Concezione, sviluppo e implementazione:

G+D Computing

Suite 1, Level 7, 541 Kent St,

Sydney NSW 2000 Australia

Email: strand7@gd.com.au

Distribuzione, consulenza, formazione e supporto tecnico:

HSH srl

Via N.Tommaseo, 13

35131 Padova Italy

Tel. +39 04908752724

Email: hsh@iperv.it

Per l’affidabilità ed accettabilità del suddetto codice di calcolo si faccia riferimento all’allegato “Straus7 Verification Manual R2.3.pdf” della G+D Computing.

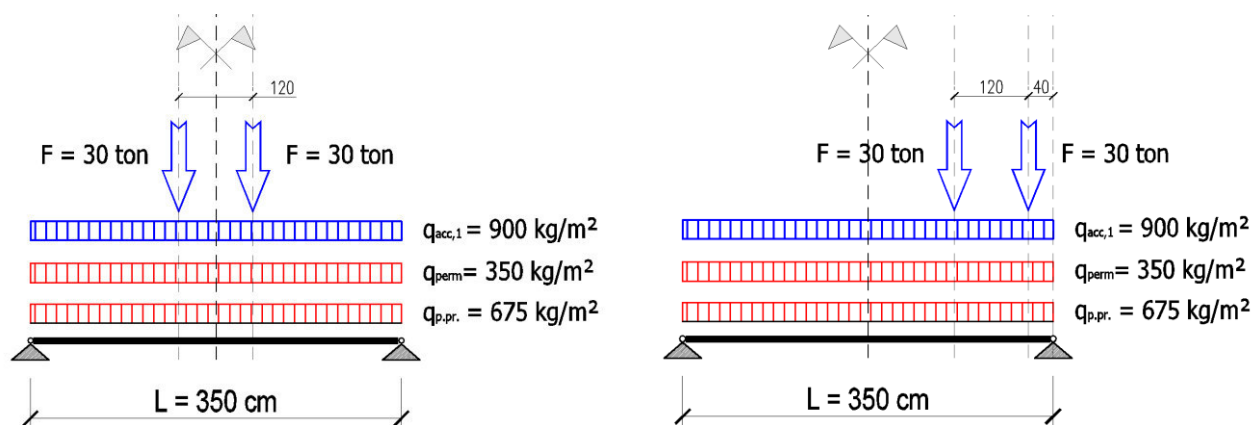
6.3 VERIFICHE DI RESISTENZA, STABILITA' E DEFORMAZIONE STRUTTURALE

6.3.1 Verifica di resistenza dell'impalcato (SLU)

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza relativa all'impalcato nella condizione di carico più gravosa (che risulta essere quella allo Stato Limite Ultimo).

L'impalcato si comporterà come una trave di lunghezza pari a circa 3,50 ml, vincolata in semplice appoggio alle estremità. A favore di sicurezza, si adottano i seguenti semplici schemi di calcolo che massimizzano rispettivamente le sollecitazioni flettenti e di taglio sull'impalcato.

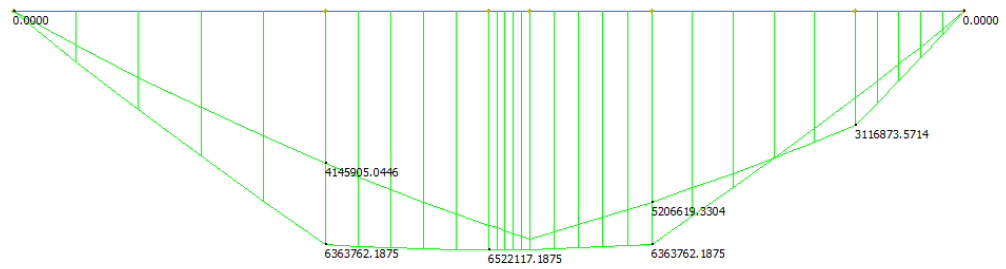
Le verifiche vengono riferite per semplicità (e a favore di sicurezza) ad una "striscia" di struttura di larghezza pari alla corsia convenzionale di 3,00 ml n. 1 (la più caricata); tale assunzione è supportata anche considerando la diffusione dei carichi con inclinazione di 45° attraverso lo spessore della pavimentazione e nello spessore della soletta.



SCHEMI DI CALCOLO PER LA DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI MASSIME

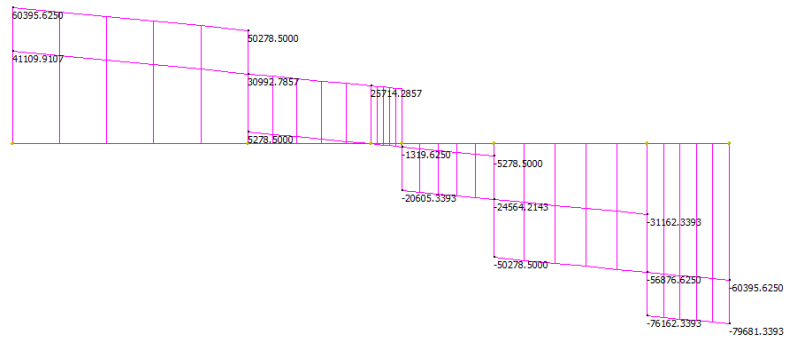
L'involuppo delle combinazioni di carico fornisce i seguenti diagrammi di sollecitazione flettente e di taglio:

	MIN	MAX
BM2(kgf.cm)	0.0000	6522117.1875
	[Bm:2]	[Bm:5]



INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI

	MIN	MAX
SF2(kgf)	-79681.3393	60395.6250
	[Bm:6]	[Bm:2]

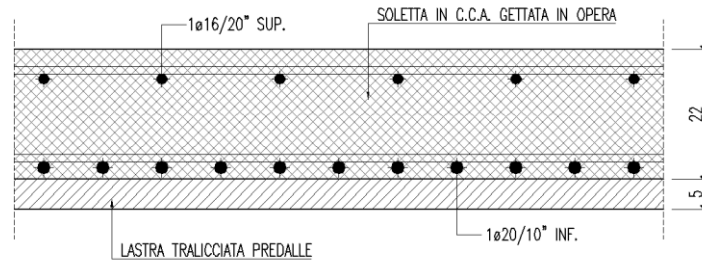


INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

$$\rightarrow M_{Ed,MAX} = 65250 \text{ kgm}/(300 \text{ cm}) = 21750 \text{ kgm/ml}$$

$$\rightarrow V_{Ed,MAX} = 79700 \text{ kg}/(300 \text{ cm}) = 26566 \text{ kg/ml}$$

L'impalcato verrà armato come da sezione seguente:



che fornisce il seguente valore di resistenza:

$$\rightarrow M_{Rd,MAX} = 22350 \text{ kgm/ml} > M_{Ed} = 21750 \text{ kgm/ml} \rightarrow \text{verificato!}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	22

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	3
2	31.42	21

Tipologia Sezione:
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n

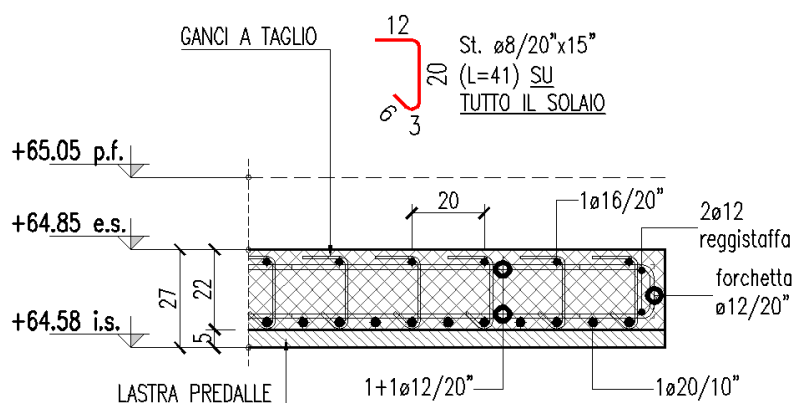
Tipologia flessione:
☒ Retta ☐ Deviato

Materiali:
 B450C C28/35
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 223.5 kN m
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 7.659 ‰
 d 21 cm
 x 6.587 x/d 0.3137
 δ 0.8321

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

La resistenza a taglio invece viene fornita utilizzando apposite staffe “a gancio” ø8 poste ad un interasse di 20”x15” cm, che portano ad ottenere un taglio resistente di:



$$\rightarrow V_{Rd} = 29503 \text{ kg/ml} > \rightarrow V_{Ed,MAX} = 26566 \text{ kg/ml} \rightarrow \text{verificato!}$$

Dati geometrici della trave

base:	$b_w =$	100.0	cm
altezza:	$h =$	22.0	cm
copriferro:	$c =$	2.0	cm
altezza utile:	$d =$	20.0	cm
indiniz. staffe:	$\alpha =$	90°	
armat. longitudinale:	$A_s =$	15.7	cm ²

Dati meccanici della trave

classe ds:	C28/35
res. caratt. compres. ds:	$f_{cd} = 280$ kg/cm ²
res. progetto compres. ds:	$f_{cd} = 158.7$ kg/cm ²
tipo acciaio:	B450C
tens. caratt. snervamento:	$f_{yk} = 4500$ kg/cm ²
tens. progetto snervamento:	$f_{yk} = 3913$ kg/cm ²

Sollecitazione di taglio:

coeff. influenza compressione: $V_{Ed} = 26566$ kg
 $\alpha_c = 1.00$

Resistenza elemento senza armatura a taglio:

rapp. geom. armatura longitudinale:	$\rho_l =$	0.008
coefficiente k:	$k =$	2.000
coefficiente V_{min} :	$V_{min} =$	0.524
Resistenza di calcolo: $V_{RdC} = \max [$	13448 ; 10477	$] \text{ kg} = 13448.0 \text{ kg}$

Resistenza elemento con armatura a taglio:

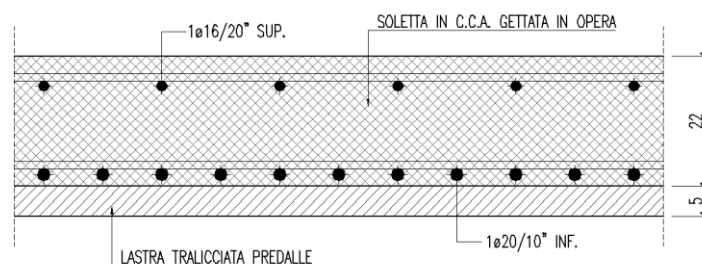
Staffatura adottata: **St. ø 8 (5 br)** / 15.0" = 16.76 cm²/ml
Inclinazione puntoni di ds: $\theta = 21.80$ --> $\cotg \theta = 2.50$

Max taglio ammissibile dalla sezione:	$V_{Rmax} =$	71400.0	kg
Resistenza a "taglio trazione":	$V_{RdC} =$	29503.7	kg
Resistenza a "taglio compressione":	$V_{RdC} =$	49241.4	kg

Resistenza sezione armata a taglio $V_{Rd} = 29503.7 \text{ kg}$
tipo rottura: CRISI STAFFE

6.3.2 Verifica agli Stati Limite di Esercizio dell'impalcato

Le verifiche vengono condotte, a favore di sicurezza, con riferimento alla parte portante della soletta di impalcato, ovvero con riferimento al getto integrativo di 22 cm (la lastre predalle fungono solo da cassero), armata come da schema che segue:



6.3.2.1 Sollecitazioni massime flettenti agli SLE

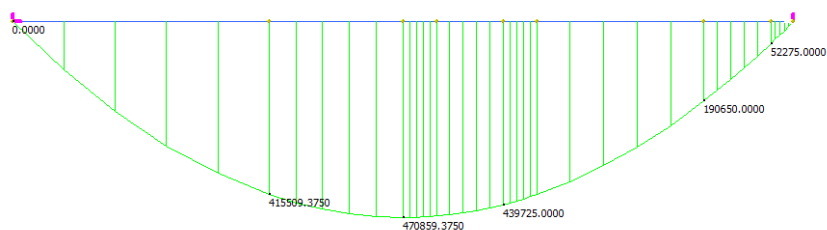
I coefficienti di combinazione che massimizzano le sollecitazioni nelle combinazioni di carico agli SLE risultano essere i seguenti (in particolare, con riferimento allo schema 1):

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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

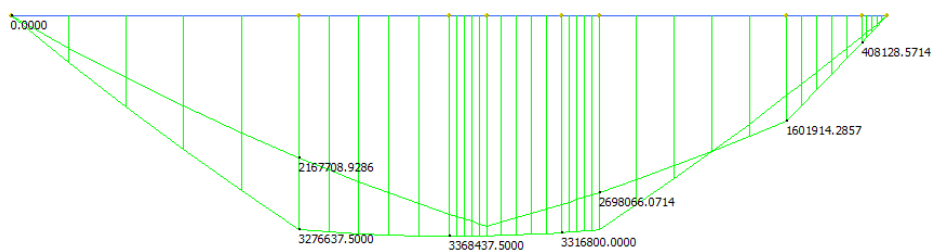
Le massime sollecitazioni flettenti nelle diverse combinazioni di carico (riferite ad una larghezza di 3,00 ml) risultano dunque essere:

MIN MAX
BM2(kgf.cm) 0.0000 470859.3750
[Bm:2] [Bm:5]



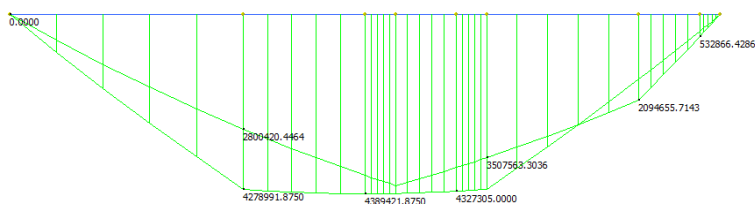
INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI – COMBINAZIONE DI CARICO QUASI PERMANENTE

MIN MAX
BM2(kgf.cm) 0.0000 3368437.5000
[Bm:2] [Bm:5]



INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI – COMBINAZIONI DI CARICO FREQUENTI

	MIN	MAX
BM2(0gf.cm)	0.0000	4389421.8750
[Bm:2]	[Bm:2]	[Bm:5]



INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI – COMBINAZIONI DI CARICO RARE

COMBINAZIONI DI CARICO	SOLLECITAZIONE FLETTENTE MASSIMA (riferita alla larghezza di 1,00 ml)
QUASI PERMANENTE	1'570 kgm/ml
FREQUENTE	11'230 kgm/ml
RARA	14'635 kgm/ml

6.3.2.2 Verifica allo Stato Limite di Fessurazione e di Limitazione delle tensioni

Conformemente a quanto previsto dalle NTC 2018, essendo la condizione ambientale ordinaria (XC2) ed in presenza di armature poco sensibili alla corrosione (acciai ordinari), si verifica che:

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1 , w_2 , w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

COMB. CARICO FREQUENTE → stato limite di apertura delle fessure → valore limite $w_3 = 0,40 \text{ mm}$

COMB. CARICO Q.PERMANENTE → stato limite di apertura delle fessure → valore limite $w_2 = 0,30 \text{ mm}$

Inoltre si dovrà verificare che:

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

Le relative verifiche forniscono:

DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE				
B =	100	cm	d =	20.00
H =	22	cm		
h' = c _{sup} =	3.0	cm		
h'' = c _{inf} =	2.0	cm		
A _s SUP =	5	Ø 16		
A _s INF =	5	Ø 20	+ 5	Ø 20
STAFFATURA:	Ø 8	(5 br) /	15.0 "	(16.76 cm ² /m)

M _{sd} SLE: C. RARA/CARATT.:	M _{Ed,rr} =	14635	kgm
M _{sd} SLE: C. FREQUENTE:	M _{Ed,fr} =	11230	kgm
M _{sd} SLE: C. Q.PERMANENTE:	M _{Ed,qp} =	1570	kgm

Dati meccanici - CLS	Dati meccanici - ACCIAIO
classe: C28/35	classe: B450C
Y _c = 1.50	f _{yk} = 4500 kg/cm ²
α _{cc} = 0.85	f _{td} = 3913 kg/cm ²
f _{ct} = 158.7 kg/cm ²	Y _s = 1.15
f _{ck} = 280 kg/cm ²	E _s = 200000 kg/cm ²
f _{ctm} = 27.66 kg/cm ²	ε _{sc} = 0.00196
ε _{cs/ε_{cu}} = 0.20% / 0.35%	ε _{sd} = 0.06750
E _{cm} = 323082 kg/cm ²	

Verifica delle tensioni di esercizio e di apertura delle fessure

Condizione ambientale:	ordinaria	(d. esposizione tipiche: XC0, XC1, XC2, XC3, XF1)			
Stato limite di apertura delle fessure:		caso	comb. azioni	limitazione	
		CASO A:	frequente	≤ w3	= 0.40 mm
		CASO B:	q. permanente	≤ w2	= 0.30 mm
Momento critico di prima fessurazione:	M _{cr} =	2231	kgm	armatura min longitudinale x fessurazione:	
Tensioni massime nel ds per combinazione rara:				σ _c =	154.4 kg/cm ² < 0,60·f _{ct} = 168.0 kg/cm ² OK
Tensioni massime nel ds per combinazione quasi permanente:				σ _c =	16.6 kg/cm ² < 0,45·f _{ct} = 126.0 kg/cm ² OK
Tensioni massime nell'acciaio per combinazione rara:				σ _s =	2746.9 kg/cm ² < 0,80·f _{yk} = 3600.0 kg/cm ² OK
Verifica di fessurazione - comb.	frequente	w _d =	0.076 mm	≤ w3	= 0.40 mm OK! verificato!
Verifica di fessurazione - comb.	q. permanente	w _d =	0.007 mm	≤ w2	= 0.30 mm OK! verificato!

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Condizione ambientale:	ordinaria	M _{sd} SLE: C. RARA/CARATTERISTICA:	M _{Ed,rr} =	14635	kgm
Cl. esposizione tipiche:	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1	M _{sd} SLE: C. FREQUENTE:	M _{Ed,fr} =	11230	kgm
		M _{sd} SLE: C. Q.PERMANENTE:	M _{Ed,qp} =	1570	kgm
Stato limite di apertura delle fessure:					
caso	comb. azioni	limitazione			
CASO A:	frequente	≤ w3	= 0.40 mm		
CASO B:	q. permanente	≤ w2	= 0.30 mm		
Verifica delle tensioni di esercizio					
Tensioni massime nel ds per combinazione rara:		σ _c =	154.4 kg/cm ²	< 0,60·f _{ct} =	168.0 kg/cm ² OK
Tensioni massime nel ds per combinazione quasi permanente:		σ _c =	16.6 kg/cm ²	< 0,45·f _{ct} =	126.0 kg/cm ² OK
Tensioni massime nell'acciaio per combinazione rara:		σ _s =	2746.9 kg/cm ²	< 0,80·f _{yk} =	3600.0 kg/cm ² OK
Verifica di fessurazione - comb.	frequente	w _d =	0.076 mm (DM'96: 0.139)	≤ w3	= 0.40 mm OK! verificato!
Verifica di fessurazione - comb.	q. permanente	w _d =	0.007 mm (DM'96: 0.008)	≤ w2	= 0.30 mm OK! verificato!

VERIFICHE ARMATURA MINIMA (CRACKING)

Resistenza a trazione del calcestruzzo:	f_{ctm}	--> Resistenza a trazione media pura	--> 27.66 kg/cm ²
Metodo di determinazione del momento di prima fessurazione:	Metodo 1	--> Teoria elastica - Inerzia da solo ds (no armature)	

Asse neutro:	x = 11.00	cm		
Mom. inerzia sez. totalmente reagente:	J _{ic} = 88733	cm ⁴		
Tensione corrispondente acciaio teso:	σ _s = 339.50	kg/cm ²		
MOMENTO CRITICO DI PRIMA FESSURAZIONE:	M_{cr} = 2231	kgm	(Metodo 2: 3203 kgm)	(Metodo 3: 4365 kgm)
Area minima di acciaio teso per controllo fessurazione (EC2)				
Coefficiente tensioni auto-equilibrate:	k = 1.000		Altezza efficace:	h _{cef} = 4.3 cm
Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	k _c = 0.400	verificare con EC2 (7.3.2)	Area ds zona tesa:	A _{cef} = 428.3 cm ²
Massima tensione ammessa nell'armatura dopo apertura fessure:	σ _s = 4500	kg/cm ² (=f _{yk})		
Area minima di armatura nella zona tesa:	A_{s,min} = 1.05	cm²		

Caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione

Base maggiore:	B = 100.0	cm	Acciaio sup:	A _s ' = 10.05	cm ²	Altezza efficace:	h _{cef} = 4.3	cm
Base minore:	b ₀ = 100.0	cm	Acciaio inf:	A _s = 31.42	cm ²	Area eff. ds teso:	A _{cef} = 428.3	cm ²
Altezza soletta:	h ₁ = 22.0	cm	Altezza utile:	d = 20.0	cm	coeff.:	p _{eff} = 0.0733	
Altezza anima:	h ₂ = 0.0	cm	Copri ferro sup:	C _{sup} = 3.0	cm	Durata az. sollecitazioni:	lunga durata	
Altezza totale:	H = 22.0	cm	Copri ferro inf:	C _{inf} = 2.0	cm	coeff.:	k _c = 0.40	cm
Area ds:	A _c = 2200.0	cm ²	Copri ferro laterale:	C _{lat} = 3.0	cm	Copri ferro netto inf:	C _{net,inf} = 1.00	cm
Rapporto tra i moduli di elasticità dei materiali:			α _e = E _d /E _{cm} = 6.1904					
Spaziatura delle barre:			s _p = 3.9	cm	--> 5*(c+ø/2) = 10.0	cm	(ZONA ---)	

Diametro equivalente barre di armatura:			ϕ _{eq} = 20.0	mm				
Coefficienti di calcolo:	k ₁ = 0.80	k ₂ = 0.50	k ₃ = 3.40			k ₄ = 0.425		
MASSIMA distanza tra le fessure:		Δ _{s,max} = 8.04	cm			Δ _{s,max} = ---		
Metodo circolare M.LL.PP n°272/96								
Coefficienti di calcolo:	k ₂ = 0.40	k ₃ = 0.125	β ₁ = 1.00			β ₂ = 0.50		
Diametro della barra equivalente di armatura:	ϕ _{eq} = 20.0	mm	Spaziatura delle barre:			s _p = 3.9	cm	
Altezza efficace:	h _{cef} = 16.0	cm	Area eff. ds teso:	A _{cef} = 1600.0	cm ²	coeff.:	p _{eff} = 0.0196	

Distanza MEDIA tra le fessure (a livello delle armature dentro area efficace tesa):

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - comb. frequente

Tensione massima nell'acciaio per la combinazione considerata:	σ _s = 2107.8	kg/cm ²		
Deformazione unitaria media delle barre:	ε _{sm} = max { 0.0009 ; 0.0006 } = 0.00094			
Valore di calcolo di apertura delle fessure:	w _d = ε _{sm} · Δ _{s,max} = 0.0759	mm		
Metodo circolare M.LL.PP n°272/96				
Deformazione unitaria MEDIA dell'armatura:	ε _{sm} = max { 0.0010 ; 0.0004 } = 0.00104			
Valore di calcolo di apertura delle fessure:	w _d = 1,70 · ε _{sm} · Δ _{s,max} = 0.1390	mm	(1.83)	

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - comb. q. permanente

Tensione massima nell'acciaio per la combinazione considerata:	σ _s = 294.7	kg/cm ²		
Deformazione unitaria media delle barre:	ε _{sm} = max { 0.0000 ; 0.0001 } = 0.00009			
Valore di calcolo di apertura delle fessure:	w _d = ε _{sm} · Δ _{s,max} = 0.0071	mm		
Metodo circolare M.LL.PP n°272/96				
Deformazione unitaria MEDIA dell'armatura:	ε _{sm} = max { 0.0000 ; 0.0001 } = 0.00006			
Valore di calcolo di apertura delle fessure:	w _d = 1,70 · ε _{sm} · Δ _{s,max} = 0.0079	mm	(1.11)	

Determinazione delle sollecitazioni in condizioni di esercizio

Caratteristiche meccaniche della sezione PARZIALIZZATA:

Asse neutro di tentativo:	x = 9.15	cm
Asse neutro taglia l'anima?	no	
Asse neutro della sezione:	x = 9.15	cm
Mom. inerzia sez. ideale reagente rispetto asse neutro:	J _{ic} = 86714.3	cm ⁴

Coefficiente omogeneizz. acciaio/ds: n = 15 (reale: 6.19)

Caratteristiche meccaniche della sezione INTERAMENTE REAGENTE:

Asse neutro:	x = 12.08	cm
Mom. inerzia sez ideale:	J _{ic} = 139818	cm ⁴

COMBINAZIONE DI CARICO: RARA (caratteristica)

Sollecitazioni nei materiali - SEZIONE INT. REAGENTE:

Massima compressione nel ds:	σ _c = 126.40	kg/cm ²
Massima compressione nell'acciaio:	σ _s ' = 1424.90	kg/cm ²
Massima trazione nell'acciaio:	σ _s = 1244.22	kg/cm ²
Massima trazione nel ds:	σ _c ' = 103.88	kg/cm ²

COMBINAZIONE DI CARICO: FREQUENTE

Sollecitazioni nei materiali - SEZIONE INT. REAGENTE:

Massima compressione nel ds:	σ _c = 96.99	kg/cm ²
Massima compressione nell'acciaio:	σ _s ' = 1093.38	kg/cm ²
Massima trazione nell'acciaio:	σ _s = 954.74	kg/cm ²
Massima trazione nel ds:	σ _c ' = 79.71	kg/cm ²

COMBINAZIONE DI CARICO: QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni nei materiali - SEZIONE INT. REAGENTE:

Massima compressione nel ds:	σ _c = 13.56	kg/cm ²
Massima compressione nell'acciaio:	σ _s ' = 152.86	kg/cm ²
Massima trazione nell'acciaio:	σ _s = 133.48	kg/cm ²
Massima trazione nel ds:	σ _c ' = 11.14	kg/cm ²

COMBINAZIONE DI CARICO: RARA (caratteristica)

Sollecitazioni nei materiali - SEZIONE PARZIALIZZATA

Massima compressione nel ds:	σ _c = 154.42	kg/cm ²
Massima compressione nell'acciaio:	σ _s ' = 1556.83	kg/cm ²
Massima trazione nell'acciaio:	σ _s = 2746.87	kg/cm ²

COMBINAZIONE DI CARICO: FREQUENTE

Sollecitazioni nei materiali - SEZIONE PARZIALIZZATA

Massima compressione nel ds:	σ _c = 118.49	kg/cm ²
Massima compressione nell'acciaio:	σ _s ' = 1194.62	kg/cm ²
Massima trazione nell'acciaio:	σ _s = 2107.78	kg/cm ²

COMBINAZIONE DI CARICO: QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni nei materiali - SEZIONE PARZIALIZZATA

Massima compressione nel ds:	σ _c = 16.57	kg/cm ²
Massima compressione nell'acciaio:	σ _s ' = 167.01	kg/cm ²
Massima trazione nell'acciaio:	σ _s = 294.68	kg/cm ²

6.3.2.3 Verifica allo Stato Limite di Limitazione di deformazione

In merito alla verifica di deformazione, si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo C4.1.2.2.2 che

riporta "...per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce".

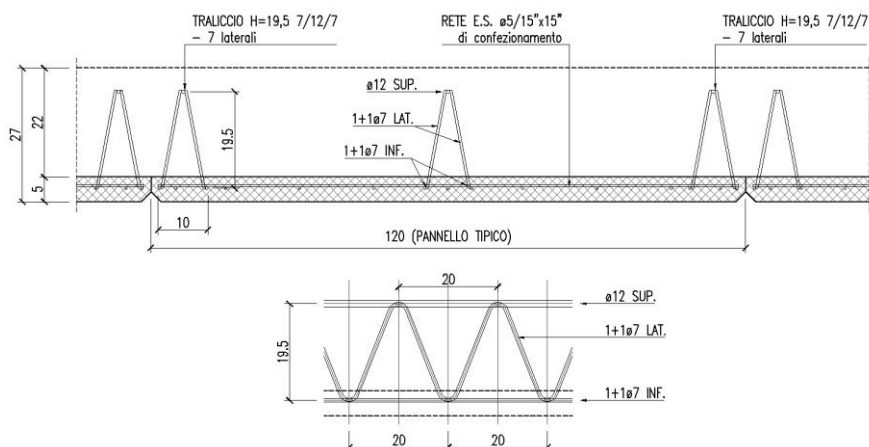
Con riferimento alla sezione parzializzata di larghezza unitaria pari a 1,00 ml, precedentemente ne è stato determinato il relativo momento di inerzia ($J=86'714 \text{ cm}^4$); il carico agente in condizione quasi permanente è pari a $q_{Q,PERM} = 1'025 \text{ kg/ml}$. Per considerare gli effetti a lungo termine, il modulo elastico viene abbattuto- a favore di sicurezza- a circa 1/3 di quello istantaneo (pertanto $E^* = 108'000 \text{ kg/cm}^2$). Considerando il semplice schema di trave appoggiata/appoggiata con luce di 3,50 ml, la relativa freccia risulta essere pari a:

$$f = 5/384 \cdot q_{Q,PERM} \cdot L^4 / (E^* \cdot J) = 5/384 \cdot 10,25 \cdot 350^4 / (108'000 \cdot 86'714) = 0,22 \text{ cm} \ll L/250 = 1,40 \text{ cm} \rightarrow \text{verificato!}$$

6.3.3 Dimensionamento delle lastre tralicciate tipo predalle

L'impalcato viene realizzato con lastre tralicciate tipo predalle, con lastra inferiore di spessore pari a 5,00 cm. Le lastre dovranno essere autoportanti (ovvero in fase iniziale dovranno possedere resistenza e stabilità tali da sostenere il carico indotto dal peso dello strato di calcestruzzo della soletta di completamento superiore e di un carico accidentale di esercizio).

La sezione tipica della lastra sarà dunque:



Alla lastra inoltre viene richiesta una resistenza in fase finale di almeno 1500 kg/ml.

6.3.3.1 Verifiche di resistenza e stabilità in fase di getto

Data la natura della verifica, questa viene condotta utilizzando la lunghezza reale delle lastre, pari a 310 cm. La lastra tipica ha larghezza pari a 120 cm e viene realizzata con almeno 3 tralicci.

In fase iniziale i carichi agenti e le sollecitazioni indotte sulla lastra saranno dunque pari a:

$$p.\text{proprio lastra: } q_{p.pr.} = 2500 \cdot 0,05 = 125 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{peso getto completamento: } q_{\text{getto}} = 2500 \cdot 0,22 = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{carico accidentale di cantiere: } q_{\text{cant}} = 50 \text{ kg/m}^2$$

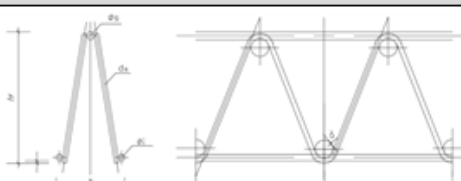
$$\text{carico fase 1} \rightarrow q_{d,F1} = \text{Largh} \cdot [\gamma_G \cdot (q_{p.pr.} + q_{\text{getto}}) + \gamma_Q \cdot q_{\text{cant}}] = 1,20 \cdot [1,30 \cdot (125 + 550) + 1,50 \cdot 50] = 1145 \text{ kg/ml}$$

Sul singolo traliccio si otterranno le sollecitazioni che seguono:

$$\text{sollecitazione flettente sul traliccio: } M_{Ed,F1} = (q_{d,F1} \cdot L^2 / 8) / n = (1145 \cdot 3,10^2 / 8) / 3 = 459 \text{ kgm}$$

$$\text{sollecitazione taglio sul traliccio: } V_{Ed,F1} = (q_{d,F1} \cdot L / 2) / n = (1145 \cdot 3,10 / 2) / 3 = 592 \text{ kg}$$

La verifica di resistenza e stabilità del traliccio fornisce le seguenti valutazioni:

Caratteristiche del materiale				
Tensione caratteristica di snervamento acciaio:	$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²	
Coeff. parziale di sicurezza per instabilità:	$\gamma_{M1} =$	1.05	[Tab. 4.2.VII NTC2018]	
Coeff. parziale di sicurezza per resistenza:	$\gamma_{M2} =$	1.15		
Modulo elastico del materiale:	$E =$	2100000	kg/cm ²	
Caratteristiche geometriche della lastra e dei tralicci				
Larghezza della lastra:	$B =$	120	cm	Numero dei tralicci per lastra: $n = 3$
Lunghezza della lastra:	$L =$	310	cm	Altezza getto integrativo (soletta piena): $h^* = 22$ cm
Spessore lastra:	$sp =$	5.0	cm	
Caratteristiche traliccio				
				
Altezza traliccio:	$h =$	19.5	cm	Diametro barre staffe: $\phi_{ST} = 7$ mm
Diametro barra superiore:	$\phi_{SUP} =$	12	mm	Larghezza traliccio: $b_i = 10$ cm
Diametro barre inferiori:	$(n=2) \phi_{INF} =$	7	mm	Passo barre staffe: $b_s = 20$ cm
Lunghezza della staffa:	$L_s =$	22.5	cm	$[L_s = \sqrt{(b_i^2/4 + b_s^2/4 + h^2)}]$
Carichi agenti in fase 1				
Peso proprio lastra inferiore:	$q_{p.pr.} =$	125.0	kg/m ²	1.30 162.5 kg/m ²
Peso getto integrativo:	$q_{\text{getto}} =$	550.0	kg/m ²	1.30 715.0 kg/m ²
Carico operatività cantiere:	$q_{\text{cant}} =$	50	kg/m ²	1.50 75.0 kg/m ²
Carico totale:	$q_{TOT} =$	725.0	kg/m ²	952.5 kg/m ²

Sollecitazioni agenti sui tralicci

Carico uniformemente distribuito:	$q_{Ed} =$	381.0	kg/ml/tral
Sollecitazione flettente:	$M_{Ed} = q \cdot L^2 / 8 =$	458	kgm/tral
Sollecitazione di taglio:	$V_{Ed} = q \cdot L / 2 =$	591	kg/tral
Forza di trazione/compressione sui correnti:	$F_c =$	2347.1	kg
Forza braccio staffa:	$F_{ST} =$	340.4	kg

$$[F_c = M_{Ed}/h]$$

$$[F_{ST} = V_{Ed} \cdot L_{tr}/(2 \cdot h)]$$

Verifiche di resistenza e stabilità staffe laterali e corrente superiore

[NTC2018 par. 4.2.4.1.3.1]

	STAFFE LATERALI	CORRENTE SUPERIORE
Diametro barra:	$\phi = 7$ mm	12 mm
Area barra:	$A = 0.38$ cm ²	1.13 cm ²
Mom. inerzia barra:	$J_{ST} = 0.012$ cm ⁴	0.102 cm ⁴
N critico euleriano:	$N_{cr} = \pi^2 E J_{ST} / L_0^2 = 483.5$ kg	5274.2 kg
Coefficiente imperfezioni:	$\alpha = 0.49$	0.49
Coefficienti:	$\lambda = \sqrt{(A \cdot f_{yk} / N_{cr})} = 1.89$	0.98
	$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 2.706$	1.174
	$\chi = \min(1; 1/(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2})) = 0.216$	0.550
Resistenza staffa:	$F_{RES} = \chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 355.5$ kg	2667.1 kg
Coefficiente di verifica:	$F_{Ed}/F_{RES} = 0.957 \leq 1.00$ ok	0.880 ≤ 1.00 ok

Verifiche di resistenza correnti inferiori

Diametro barra:	$\phi = 7$ mm	--> area totale: $A_{TOT} = n \cdot A_s = 0.77$ cm ²
Resistenza massima barre inferiori:	$F_{RES,INF} = 3011.8$ kg	
Coefficiente di verifica:	$F_{Ed}/F_{RES} = 0.779 \leq 1.00$	ok

In fase finale, considerando la presenza della rete $\phi 5/15'' \times 15''$ di confezionamento e i correnti inferiori dei tralicci, la sola sezione della lastra predalle possiede un momento resiste di progetto di:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The 'Materiali' section is active, displaying properties for B450C and C28/35. The 'Sollecitazioni' section shows input values for N_{Ed} , M_{Ed} , and V_{Ed} . The 'P.to applicazione N' section shows 'Centro' selected. The 'Tipo rottura' section shows 'Lato acciaio - Acciaio snervato'. The 'Metodo di calcolo' section shows 'S.L.U.' and 'Metodo n' selected. The 'Tipo flessione' section shows 'Retta' selected. The 'Calcola MRd' button is visible. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

$$M_{Rd} = 3580 \text{ kgm/lastra} > 1500 \cdot 1,20 = 1800 \text{ kgm/lastra} \rightarrow \text{verificato!}$$

6.3.4 Collegamento tra impalcato e micropali

Il collegamento tra la testa dei micropali (trave di correa) e l'impalcato viene impegnato principalmente da azioni orizzontali, tra cui quelle sismiche.

Con riferimento all'entità delle forze orizzontali, si distinguono due condizioni:

1. CONDIZIONE STATICA → forza orizzontale: FRENAMENTO/ACCELERAZIONE
2. CONDIZIONE SISMICA → forza orizzontale: AZIONE SISMICA

L'azione di frenamento, nelle combinazioni di carico SLU assume il valore:

$$Q_{3,SLU} = \gamma_Q \cdot q_3 = 1,35 \cdot 37026 = 49985 \text{ kg} \rightarrow 49985/3,00 = 16662 \text{ kg/ml}$$

L'azione sismica si esplica mediante la forza inerziale determinata come di seguito riportato. La massa dell'impalcato in condizioni sismiche risulta essere pari a:

$$W_{SIS} = \text{Sup} \cdot w_{SIS} = \text{Sup} \cdot (p.\text{proprio} + \text{car.perm.} + \Psi_{2f} \cdot \text{car.acc}) = [3,80 \cdot 10,80] \cdot (675 + 350 + 0,00 \cdot \text{c.acc}) = 42066 \text{ kg}$$

La forza di inerzia corrispondente, coerentemente a quanto riportato al paragrafo 7.9.5.4.2 "Spalle-collegamento mediante apparecchi di appoggio fissi", è valutata essere pari a:

$$F_{SIS} = (a_g \cdot S) \cdot W_{SIS}$$

con a_g valutato in corrispondenza del periodo T_B . Nel caso in esame si ha dunque:

$$S = 1,47 ; a_g(T_B) = 0,572$$

$$\rightarrow F_{SIS} = (0,572 \cdot 1,47) \cdot 42066 = 0,84 \cdot 42066 = 35370 \text{ kg}$$

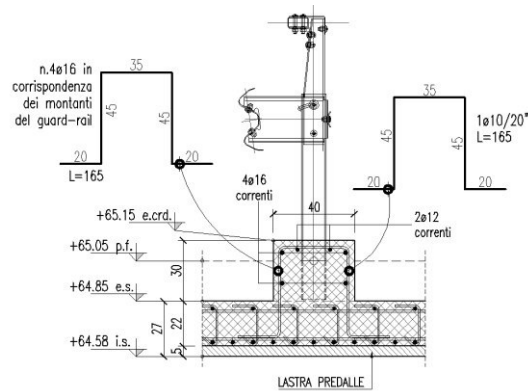
L'azione determinante ai fini del dimensionamento strutturale è dunque quella "statica" di frenamento.

Indipendentemente dalla direzione di azione, il collegamento varrà garantito da forchette $\varnothing 12/20''$ annegate nel getto di tutta la trave di correa e della soletta dell'impalcato; la forza resistente a tranciamento delle barre è dunque pari a:

$$F_{RES,TOT} = (L/p) \cdot n \cdot A_s \cdot f_{yd} / \sqrt{3} = (1080/20) \cdot 2 \cdot 1,13 \cdot 3913 / \sqrt{3} = 275700 \text{ kg} \gg Q_{3,SLU} = 49985 \text{ kg} \rightarrow \text{verificato!}$$

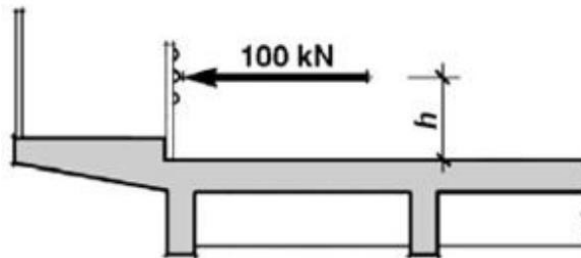
6.3.5 Verifica collegamento barriere di sicurezza

Il guard-rail di sicurezza sull'impalcato del ponte viene collegato alla struttura annegando i montanti nel getto del cordolo come da schema seguente:



Come da disposizioni normative, la forza di collisione di progetto (condizione di carico eccezionale, quindi coefficiente parziale di sicurezza sulle azioni unitario) risulta essere pari a:

$$F_d = F_k = 10'000 \text{ kg} ; h = 1,00 \text{ m}$$



Alla base del cordolo quindi la sollecitazione flettente sarà pari a:

$$\rightarrow M_{Ed} = F_d \cdot h = 10'000 \text{ kgm}$$

Essendo in condizioni di carico eccezionali, I coefficienti parziali di sicurezza sui materiali assumono anch'essi valore unitario pertanto si ottengono I seguenti parametri di resistenza di progetto:

CLS: $f_{cd} = 238 \text{ kg/cm}^2$; ACCIAIO: $f_{yd} = 4500 \text{ kg/cm}^2$

Considerando la presenza dei soli quattro cavallotti $\varnothing 16$ posizionati in corrispondenza del singolo montante si ottengono le seguenti verifiche di resistenza a flessione e taglio:

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	40	1	8.04	4
			2	8.04	36

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 126.2 kN m

Materiali

B450C		C25/30	
ε_{su}	67.5 ‰	ε_{c2}	2 ‰
f_{yd}	450 N/mm²	ε_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	23.8
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ε_{syd}	2.25 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c -23.8 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 31.26 ‰
d 36 cm
x 3.625 x/d 0.1007
 δ 0.7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
Fletta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{Rd} = 12'620 \text{ kgm} > M_{Ed} = 10'000 \text{ kgm} \rightarrow \text{verificato!}$$

VERIFICA A TAGLIO - Stato Limite Ultimo

(NTC2018 - 4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti)

Dati geometrici della trave

base: $b_w = 60.0$ cm
altezza: $h = 40.0$ cm
copriferro: $c = 4.0$ cm
altezza utile: $d = 36.0$ cm
armat. longitudinale: $A_s = 8.0$ cm²

Dati meccanici della trave

classe cls: C28/35
res. caratt. compres. cls: $f_{ck} = 280$ kg/cm²
res. progetto compres. cls: $f_{cd} = 238.0$ kg/cm²
tipo acciaio: B450C
tens. caratt. snervamento: $f_{yk} = 4500$ kg/cm²
tens. progetto snervamenti: $f_{yd} = 4500$ kg/cm²

Sollecitazione di taglio:

$V_{Ed} = 10000$ kg

coeff. influenza compressione: $\alpha_c = 1.00$

Resistenza elemento senza armatura a taglio:

rapp. geom. armatura longitudinale: $\rho_l = 0.004$

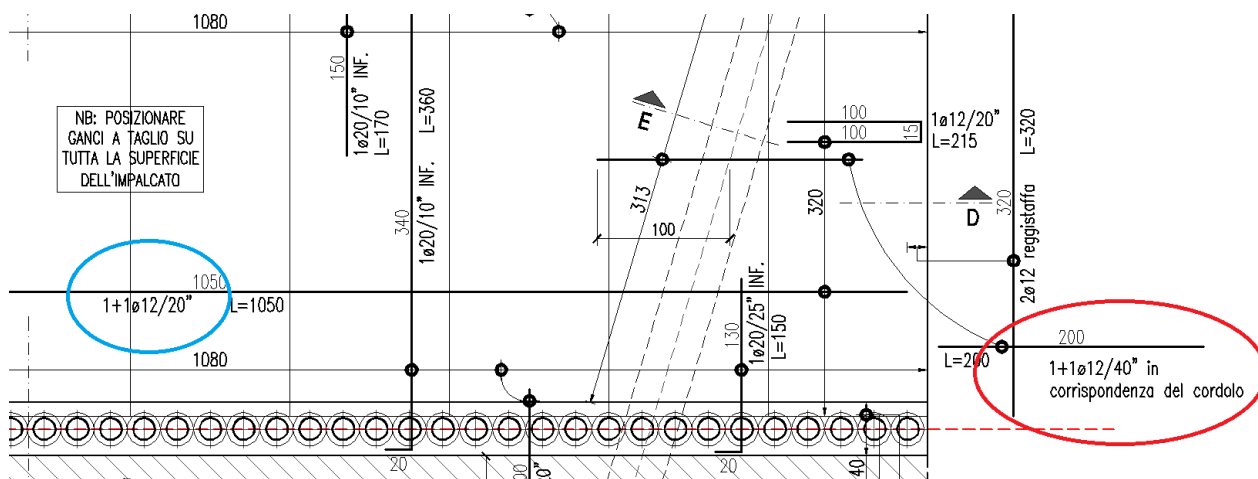
coefficiente k: $k = 1.745$

coefficiente v_{min} : $v_{min} = 0.427$

Resistenza di calcolo: $V_{RdC} = \max [14824 ; 9224] \text{ kg} = 14824.3 \text{ kg}$ OK

$$V_{Rd} = 14'825 \text{ kg} > V_{Ed} = 10'000 \text{ kg} \rightarrow \text{verificato!}$$

La sollecitazione di flessione sulla soletta verrà assorbita da apposita armatura integrativa di flessione, come da schema seguente:



e la verifica di resistenza (considerando chela sollecitazione si trasferisce alla soletta sottostante dimezzandosi sui due lati del cordolo) fornisce:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	22	1	8.475	3
			2	8.475	21

Materiali	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67.5	2
f_{yd}	450	3.5
E_s	200.000	23.8
E_s/E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	2.25	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255	0.6
		1.829

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
S.L.U. Metodo n
Tipo flessione Retta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 cm Col. modello

Precompresso

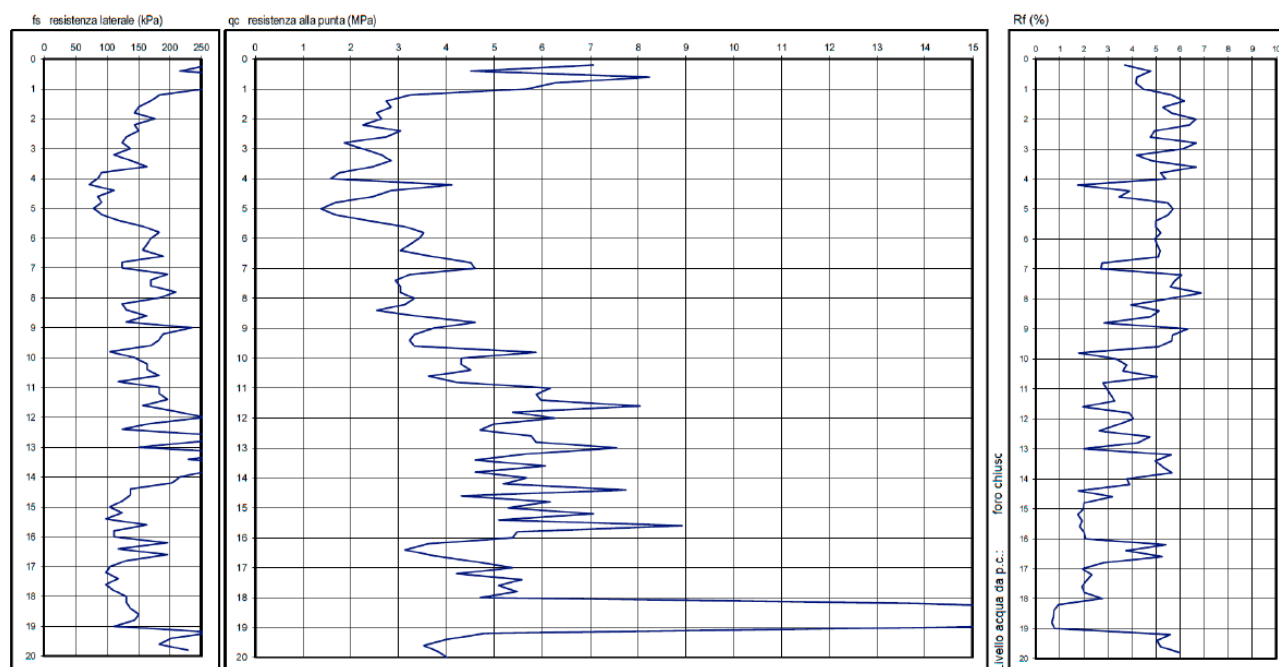
$$M_{Rd} = 7'815 \text{ kgm} > M_{Ed} = 10'000/2 = 5'000 \text{ kgm} \rightarrow \text{verificato!}$$

6.4 VERIFICHE SPALLE PONTE: BERLINESE DI MICROPALI

Nella progettazione strutturale si è fatto riferimento a quanto riportato nella "R04 - RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA - STUDIO GEOLOGICO-TECNICO STUDIO GEOLOGICO TECNICO DEI TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO FINALIZZATO AL PROGETTO DI TRASFORMAZIONE URBANISTICA DEL POLO FUNZIONALE DI ZONA B – Comune di Casalecchio di Reno e Zola Pedrosa (BO)" redatta dallo Studio

Geologico Associato GEO-PROBE a firma del Dott. Graziano Grimandi e datata Giugno 2018 in rev. 00.

Nella zona di intervento la prova penetrometrica statica ha fornito i seguenti risultati:



Nuovo parcheggio

L'area è stata indagata mediante la penetrometria statica n. 3/2011.

Al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno di riporto dello spessore medio di 1,00 m, sono inizialmente presenti delle argille limose e sabbiose di consistenza plastica dura ($q_c = 2,4 \div 3,2$ MPa; $R_f = 4,2 \div 6,6$ %).

Da una profondità media di 3,60 m e per circa 7,00 m, si alternano delle argille limose e/o viceversa di consistenza plastica ($q_c = 1,3 \div 1,7$ MPa; $R_f = 5,1 \div 5,7$ %) e dei limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica dura ($q_c = 2,3 \div 3,3$ MPa; $R_f = 3,4 \div 6,8$ %) a dura ($q_c = 3,7 \div 4,6$ MPa; $R_f = 2,7 \div 5,0$ %) con sottili intercalazioni francamente sabbiose di addensamento medio scarso ($q_c = 4,1 \div 5,8$ MPa; $R_f = 1,7$ %).

Sotto e per circa 3,40 m, prevalgono dei limi sabbiosi di consistenza molto dura ($q_c = 5,0 \div 6,2$ MPa; $R_f = 2,6 \div 5,6$ %) che inglobano sottili intercalazioni sabbiose di addensamento medio buono ($q_c = 7,5 \div 8,0$ MPa; $R_f = 1,7 \div 1,9$ %).

Da circa 14,00 m, si alternano delle sabbie limose di addensamento medio ($q_c = 5,1 \div 8,9$ MPa; $R_f = 1,7 \div 2,1$ %) e dei limi sabbiosi di consistenza dura ($q_c = 3,1 \div 4,7$ MPa; $R_f = 2,3 \div 5,4$ %) sopportate da circa 18,00 m da una lente di ghiaia di addensamento medio ($q_c = 13,8 \div 21,7$ MPa; $R_f = 0,6 \div 0,9$ %).

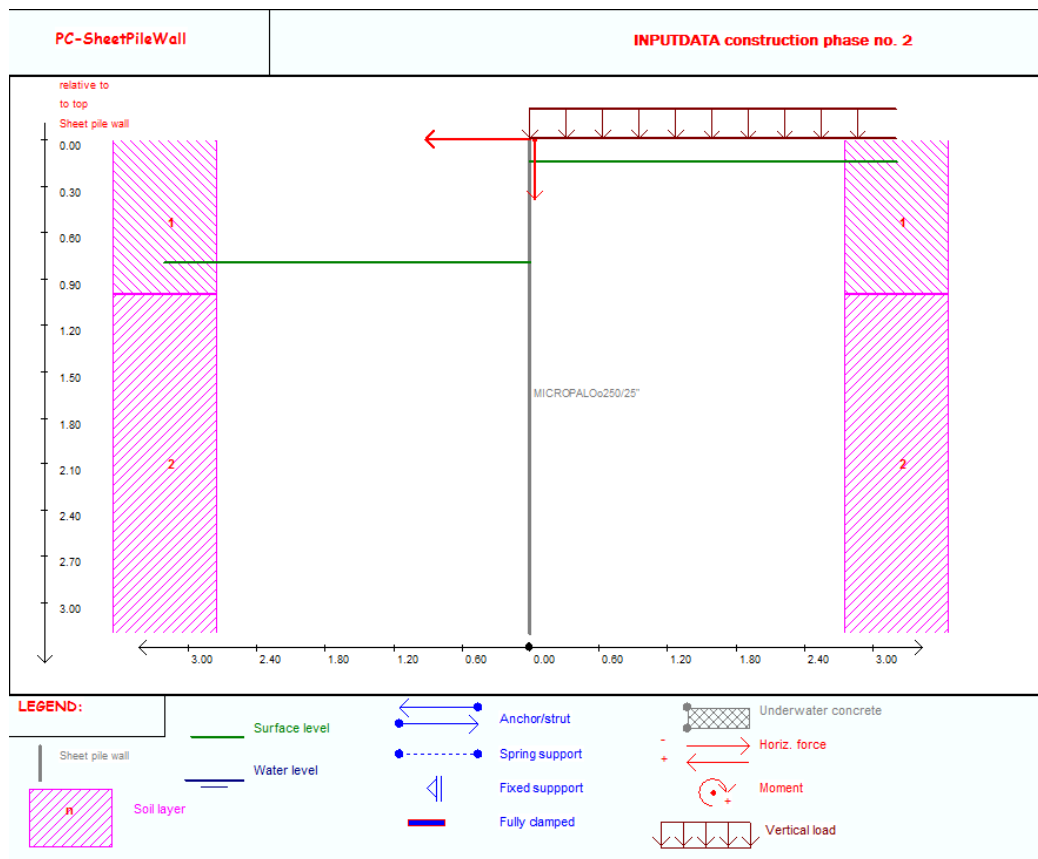
Infine da circa 19,00 m e sino alla profondità indagata sono presenti delle argille limose e/o viceversa di consistenza dura ($q_c = 3,5 \div 4,8$ MPa; $R_f = 5,0 \div 5,9$ %).

Dovendo intervenire nei primi metri di profondità, ed escludendo dalle valutazioni il primo metro di terreno di riporto, per il terreno si sono adottati i seguenti parametri meccanici:

peso specifico: $\gamma_t = 1900 \text{ kg/m}^3$ - coesione non drenata: $c_u = 0,60 \text{ kg/cm}^2$

(a favore di sicurezza non è stato considerato alcun contributo dovuto all'attrito terreno/opera).

Per l'analisi della struttura si utilizza il programma freeware "PCSheetWall". Lo schema di calcolo relativo alla combinazione di carico più gravosa risulta essere il seguente:



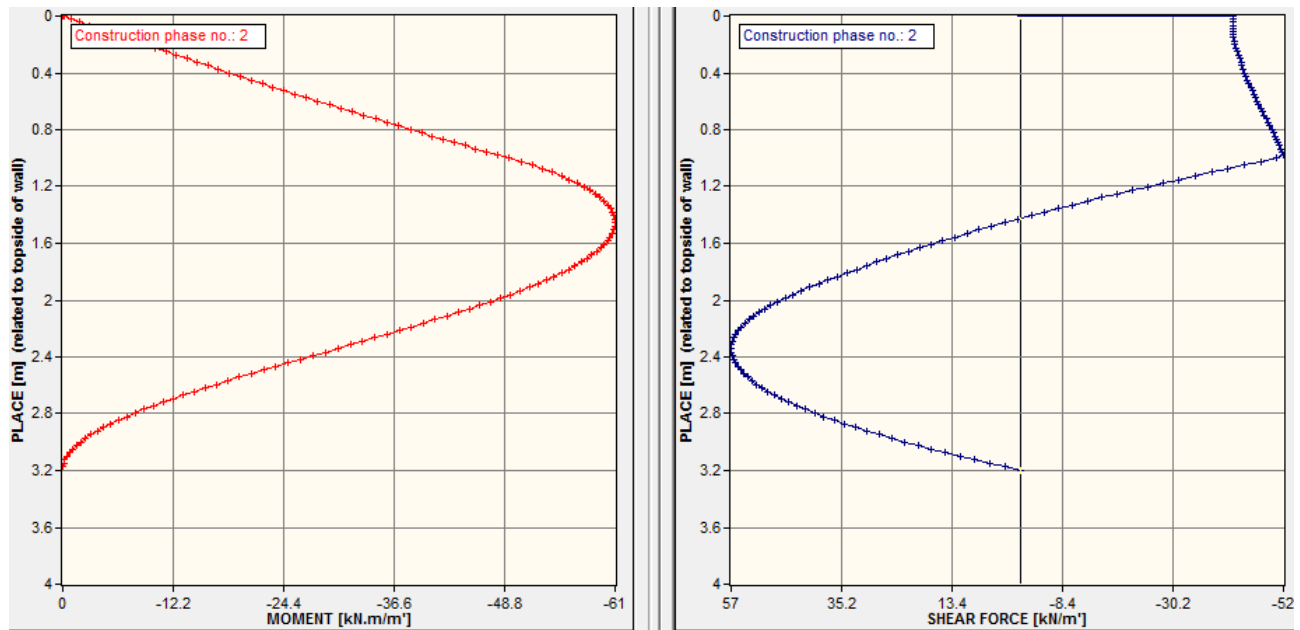
La forza orizzontale in testa alla struttura e relativa all'azione di frenamento, ipotizzando a favore di sicurezza che le due spalle reagiscano (in parallelo) solamente per una larghezza di influenza di 1,5 volte la larghezza della corsia convenzionale risulta essere –con riferimento a una striscia di struttura di larghezza pari a 1,00 ml- pari a (valore caratteristico):

$$F_H = \frac{1}{2} \cdot Q_{3,SLU} / (1,50 \cdot w_1) = 0,50 \cdot 37026 / (1,50 \cdot 3,00) = 4115 \text{ kg/ml}$$

Mentre quella verticale (caratteristica) è già stata valutata essere pari a:

$$F_V = 17870 \text{ kg/ml}$$

Le sollecitazioni (caratteristiche) che agiscono sulla struttura risultano dunque essere pari a:



$$M_{\text{MAX},k} \approx 6100 \text{ kgm/ml} ; \quad V_{\text{MAX,SLU}} \approx 5700 \text{ kg/ml}$$

Le sollecitazioni di progetto allo Stato Limite Ultimo (utilizzando a favore di sicurezza il coefficiente parziale di 1,50 indipendentemente dal tipo di azione – Approccio 1 – Combinazione 1: A1+M1+R1) diventano:

$$M_{\text{MAX,SLU}} \approx 1,50 \cdot 6100 = 9150 \text{ kgm/ml} ; \quad V_{\text{MAX,SLU}} \approx 1,50 \cdot 5700 = 8550 \text{ kg/ml}$$

e sul singolo palo (n. 4 pali ogni metro di struttura) risultano essere:

$$M_{\text{MAX,SLU}} = 9150/4 = 2290 \text{ kgm/palo} ; \quad V_{\text{MAX,SLU}} = 8550/4 = 2140 \text{ kg/palo} ; \quad N_{\text{MAX,SLU}} = 7285 \text{ kg/palo}$$

Ipotizzando a favore di sicurezza che la resistenza del palo venga fornita solo dal tubolare di armatura (tubolare $\varnothing 168,3 \times 5$ con acciaio di classe S235) e che quindi il calcestruzzo funga solo da getto di passivazione, le relative verifiche restituiscono:

VERIFICA DI RESISTENZA E STABILITÀ DI UN'ASTA PRESSO-INFLESSA

Normativa di calcolo:	ENV 1993-1-1	TIPO DI SOLLECITAZIONE:	PRESSO/TENSO-FLESSIONE SEMPLICE/DEVIATA
Normativa di riferimento:	UNI EN 10219-1	PRESENZA DI TORSIONE?	no
TIPOLOGIA	FAMIGLIA	PROFILO	CLASSE ACCIAIO
TUBI SALDATI	tondo (fr)	(fr) Ø 168.3 x 5	S235/S235 H

Caratteristiche del materiale:

Classe acciaio profilo:	S235 H H	tens di rottura acciaio:	$f_{tk} = 3600$ kg/cm ²
modulo di elasticità:	$E = 2100000$ kg/cm ²	tens di snerv. caratt. acciaio:	$f_{yk} = 2350$ kg/cm ²
coefficiente $\epsilon = (235/f_{yk})^{0.5}$:	$\epsilon = 1.00$	modulo di elasticità trasversale:	$G = 807692$ kg/cm ²

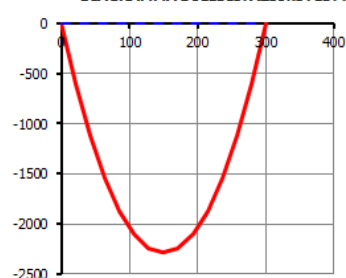
Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e delle unioni:

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4:	$\gamma_{M0} = 1.05$	Resistenza all'instabilità delle membrature:	$\gamma_{M1} = 1.05$
---	----------------------	--	----------------------

Sollecitazioni di progetto:

	ASSI:	FORTE	DEBOLE	
SFORZO NORMALE:	N_{Ed}	7285	---	---
SFORZO DI TAGLIO MASSIMO:	V_{Ed}	2140	0	kg
Distrib. sollecitazione flettente asse forte:	distribuzione M_{yy} :	parabolico_app/app		
Distrib. sollecitazione flettente asse debole:	distribuzione M_{zz} :	parabolico_app/app		
---	$M_{Ed,xx}$	0	0	kgm (OK)
SOLLECITAZIONE FLETTENTE MASSIMA:	$M_{Ed,med}$	2290	0.0	kgm
---	$M_{Ed,xx}$	0	0	kgm
---	T_{Ed}	0	---	---
Calcolo coeff. per instabilità flessionale:	C_1 :	calcolo	(calcolo: 1.139 ; tabulato: 1.132)	

DIAGRAMMA SOLLECITAZIONI FLETTENTI



Geometria dell'asta:

	ASSI:	FORTE	DEBOLE	
Lunghezza libera di inflessione:	$L_{z/y}$	300 cm	300 cm	
Vincolamento e relativo coefficiente:		app-app ($\beta = 1.00$)	app-app ($\beta = 1.00$)	
Lunghezza di inflessione di calcolo:	$L_{0z/y}$	300 cm	300 cm	
Vincolamento torsionale estremità:		forcelle ($\beta = 1.00$)	forcelle ($\beta = 1.00$)	
Distanza tra due regitri torsionali:	$L_{0z/y}$	300 cm	300 cm	

Geometria e caratteristiche meccaniche del profilo:

Altezza della sezione trasversale:	$\phi_{est} = 16.83$ cm	---	---	---
Larghezza della sezione trasversale:	$t = 0.50$ cm	---	---	---
---	---	---	Area della sezione trasversale:	$A = 25.65$ cm ²
---	---	---	Peso a ml del profilo:	$p = 20.14$ kg/ml
Caratteristiche statiche	ASSI:	FORTE	DEBOLE	
Momento d'inerzia:	I	855.8	855.8	cm ⁴
Modulo di resistenza elastico:	W_e	101.7	101.7	cm ³
Modulo di resistenza plastico:	W_{pl}	133.4	133.4	cm ³
Raggio d'inerzia:	i	5.78	5.78	cm
Area della sezione resistente a taglio:	A_v	16.33	16.33	cm ²
			Momento d'inerzia torsionale:	$I_t = 1711.7$ cm ⁴
			---	$I_{p0} = 0$ cm ⁶
			Modulo di torsione:	$C_t = 203.41$ cm ³
			Snellezze dell'asta:	$\lambda = 51.9 ; 51.9$ ---

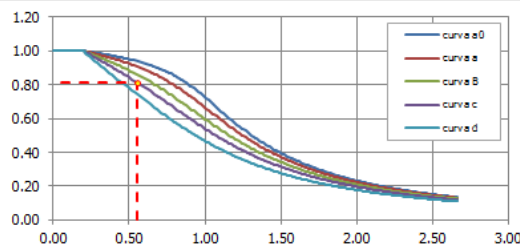
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

			Classificazione della sezione:	classe 1
Diametro:	$\phi_{est} = 16.83$ cm	---	Classificazione della sezione per compressione:	classe 1
Spessore:	$t = 0.50$ cm	---	Classificazione della sezione per flessione:	classe 1
Rapporto tra diametro e spessore:	$\phi/t = 33.66$	---		

VERIFICA A RESISTENZA E STABILITÀ A COMPRESSIONE SEMPLICE

(Oss: fenomeni di instabilità TRASCURABILI)

	ASSI:	FORTE	DEBOLE	
Curva di instabilità:	α	0.49	0.49	
Fattore di imperfezione:	N_{cr}	197093	197093	kg
Carico critico euleriano dell'asta:	λ^*	0.5530	0.5530	
Snellezza adimensionale dell'asta:	Φ	0.7394	0.7394	
Coefficiente:	χ	0.813	0.813	
Sollecitazione di compressione di progetto:	N_{Ed}	7285	kg	
Resistenza di calcolo a compressione:	$N_{c,Rd}$	57410	kg	
Indice di verifica di resistenza:	$N_{Ed}/N_{c,Rd} = n$	0.127	≤ 1.00	ok
Fattore di riduzione per l'instabilità dell'asta:	χ_{min}	0.813		
Resistenza all'instabilità:	$N_{b,Rd}$	46666	kg	
Indice di verifica di stabilità:	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	0.156	≤ 1.00	ok



VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

---	$\tau_{c,Ed} = 0$ ---	---	---	1.00
	ASSI:	FORTE	DEBOLE	
Sollecitazione di taglio di progetto:	$V_{Ed,z/y}$	2140	0	kg
Resistenza di calcolo a taglio:	$V_{c,Rd,z/y}$	21101	21101	kg
Indice di verifica:		0.10	0.00	
		ok	ok	
			Coefficienti di sfruttamento:	$V_{Ed}/V_{c,Rd} = (0.101)$ (0.000)
			Coeff. riduttivo res. flessione x taglio:	$\rho = 0.000$ 0.000
			---	Profilo NON soggetto ad instabilità dell'anima

VERIFICA A RESISTENZA E STABILITA' A FLESSIONE MONO/BIASIALE						
Verifica di resistenza		ASSI:	FORTE	DEBOLE		
Sollecitazione flettente:		M_{Ed}	2290.0	0.0	kgm	Coeff. ridutt. resistenza a flessione x taglio: $\rho = 0.000$
Resistenza di calcolo a flessione retta:		$M_{c,Rd}$	2985	2985	kgm	Tensione di snervamento ridotta: $f_{yk,red} = 2350$ kg/cm ²
Indice di verifica:			0.77	0.00		
			ok	ok		
Verifica di stabilit�						
---		$M_{Ed,y}$	0	0	kgm	<u>Determinazione del coefficiente C1</u>
---		$M_{Ed,z}$	0	0	kgm	
SOLLECITAZIONE FLETTENTE MAX:		$M_{Ed,max}$	2290	0	kgm	
Coeff. distrib. lineare soll. flettente:		ψ	1.000	1.000		
Valutazione momento critico dell'asta:			calcolo	calcolo		
(Profilo poco sensibile a fenomeni di instabilit� flessione-torsionali)						
---		M_{cr}	1000	1000	---	
Momento critico dell'asta:		M_{cr}	187985	187985	kgm	
Coeff. snellezza adimensionale:		λ_{cr}	0.129	0.129		
Curva di instabilit�:			'd'	'd'		
Fattore di imperfezione:		α_{cr}	0.76	0.76		
Coefficienti:		$\lambda_{cr,0}$	0.40	0.75	= β	
Fattore correttivo:		k_c	0.940	0.940		
Fattore di distribuzione del momento:		η	0.997	0.997		
Coefficiente:		Φ_{cr}	0.403	0.403		
Fattore di riduzione per instabilit�:		χ_{cr}	1.000	1.000		
Momento resistente per instabilit�:		$M_{b,Rd}$	2985	2985	kgm	
Indice di verifica:			0.767	0.000		
			ok	ok		

RIEPILOGO VERIFICHE						(CNR 10011) (si)
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE:		• a flessione: classe 1	COEFF. DI SFRUTTAMENTO A COMPRESSIONE:	$n = 0.127$	≤ 1.00	ok
		• a compressione: classe 1	INDICE DI STABILITÀ A COMPRESSIONE:	$\eta = 0.156$	≤ 1.00	ok
			VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO ASSE FORTE:	0.101	≤ 1.00	ok
			VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO ASSE DEBOLE:	0.000	≤ 1.00	ok
			VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE MONO/BIASSIALE:	0.767	≤ 1.00	ok
			VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO/TENSIONE FLESS. BIASSIALE:	0.767	≤ 1.00	ok

La verifica di resistenza a collasso verticale dell'insieme palo/terreno invece, ipotizzando a favore di sicurezza che la tensione tangenziale si sviluppi sulla sola superficie laterale piana dei pali "proiettata", fornisce:

$$N_{MAX,SLU} = 29150 \text{ kg/ml}$$

Effettuando la verifica a carichi verticali della singola spalla secondo l'Approccio 2 (combinazione A1+M1+R3), non considerando alcun contributo della portata della punta, si ottiene una resistenza ultima di scorrimento verticale di:

$$N_{MAX,SLU} = 29150 \text{ kg/ml}$$

$$f_s = 0,033 + 0,067 \cdot (10 \cdot c_u) = 0,033 + 0,067 \cdot (10 \cdot 0,06) = 0,073 \text{ N/mm}^2 = 0,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{Rd,VERT} = 2 \cdot \text{SUP} \cdot f_s / R3 = 2 \cdot (100 \cdot 250) \cdot 0,73 / 1,15 = 31740 \text{ kg/ml} > N_{Ed} = 29150 \text{ kg/ml} \rightarrow \text{verificato!}$$

pertanto i pali risultano essere adeguati alle sollecitazioni di progetto.

Da notare che i getti dei micropali dovranno essere realizzati in pressione.