

Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione



Regione Lombardia

Provincia di Milano

Legge n. 345/97

Accordo di programma quadro in materia di trasporti

Realizzazione di un sistema integrato di accessibilità ferroviaria e stradale
all'aeroporto di Malpensa 2000

(CONVENZIONE DEL 29.10.1999)

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta
e la Tangenziale ovest di Milano
Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede
del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino

PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE

D - OPERE D'ARTE MAGGIORI

TRATTA A : MAGENTA - ALBAIRATE
CA04 - Deviazione S.P.n.227 (Progr.Km 4+640)
Cavalcavia: relazione di calcolo (tipologia 4 travi)

Revisioni	Controllato	Approvato	Data :Dicembre 2008.....	Scala :-.....
			Agg.to :Novembre 2014.....	All.to n.D.3.4.....

Progettazione :



Società Esercizi Aeroportuali s.p.a.
20090 Aeroporto Milano Linate tel. 02/74851

Progettazione redatta da :



errevia s. r. l.
RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE

Centro operativo: 20090 TREZZANO s/N (MI), via Cristoforo Colombo n. 23

Il Progettista :

Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI

[Handwritten signature of Alberto Rinaldi]

Visto

La Direzione Centrale Progettazione :
Dott. Ing. Nicola DINNELLA

.....

Visto

Il Responsabile del Procedimento :
Dott. Ing. Domenico PETRUZZELLI

.....

INDICE

1. INTRODUZIONE2. NORMATIVA E MATERIALI

- 2.1 Normativa adottata
 - 2.1.1 Impalcato
 - 2.1.2 Fondazioni
- 2.2 Caratteristiche dei materiali
 - 2.2.1 Acciaio
 - 2.2.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.
 - 2.2.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato
 - 2.2.2 Conglomerato cementizio
 - 2.2.2.1 Conglomerato cementizio per la soletta d'impalcato
 - 2.2.2.2 Conglomerato cementizio per i pali
 - 2.2.2.3 Conglomerato cementizio per le sottostrutture

3. STATICA GLOBALE

- 3.1 Modellazione a graticcio
 - 3.1.1 Rigidezze flessionali
 - 3.1.2 Rigidezze torsionali
- 3.2 Caratteristiche delle sezioni
 - 3.2.1 Calcolo larghezza soletta collaborante
 - 3.2.1.1 Campata $L=9,525$ mt
 - 3.2.1.2 Continuità
 - 3.2.1.3 Campata $L=36,50$ mt
 - 3.2.2 Caratteristiche geometriche
 - 3.2.2.1 Travi principali
 - 3.2.2.2 Inerzie in continuità
 - 3.2.2.2.1 Traversi
 - 3.2.2.2.1.1 Traverso di campata
 - 3.2.2.2.1.2 Traverso agli appoggi di pila
 - 3.2.2.2.1.3 Traverso ad anima piena
 - 3.2.3 Inerzia torsionale
- 3.3 Analisi dei carichi
 - 3.3.1 Impalcato metallico
 - 3.3.2 Soletta in c.a.
 - 3.3.3 Carico permanente
 - 3.3.4 Carico accidentale
 - 3.3.4.1 Accidentale folla
 - 3.3.4.2 Accidentale mezzi
 - 3.3.4.2.1 Condizioni di carico trasversali
 - 3.3.4.2.2 Condizioni di carico longitudinali
 - 3.3.4.3 Combinazioni di carico
- 3.4 Deformazione termica
- 3.5 Ritiro
 - 3.5.1 Determinazione dei parametri di ritiro
 - 3.5.2 Effetti primari del ritiro
 - 3.5.3 Effetti secondari del ritiro
- 3.6 Combinazioni di carico
- 3.7 Criteri di calcolo
- 3.8 Analisi strutturale

4. VERIFICHE FONDAMENTALI

- 4.1 Travi principali
- 4.2 Traversi
 - 4.2.1 Traversi di campata
 - 4.2.1.1 Correnti superiori

4.2.1.2 Diagonali

5. VERIFICHE PARTICOLARI

- 5.1 Verifica dei connettori
 - 5.1.1 Resistenza di calcolo dei connettori
 - 5.1.2 Caratteristiche geometriche
 - 5.1.2.1 Concio C1
 - 5.1.2.2 Concio C2
 - 5.1.3 Azioni sui pioli
 - 5.1.3.1 Concio C1
 - 5.1.3.2 Concio C2

6. AZIONI AGLI APPOGGI

- 6.1 Azioni verticali
- 6.2 Azioni orizzontali
 - 6.2.1 Azione longitudinale di frenamento
 - 6.2.2 Azione trasversale del vento
 - 6.2.3 Azione d'attrito
- 6.3 Escursione dei giunti

7. PILE

- 7.1 Azioni
 - 7.1.1 Azioni verticali
 - 7.1.1.1 Pesi propri
 - 7.1.1.2 Azioni trasmesse dall'impalcato
 - 7.1.1.3 Eccentricità longitudinale dei carichi trasmessi dall'impalcato
 - 7.1.2 Azioni orizzontali
 - 7.1.2.1 Azione di attrito
 - 7.1.2.2 Frenamento
 - 7.1.2.3 Azione del vento
 - 7.1.2.4 Urto dei veicoli in svio
 - 7.1.2.5 Azione sismica
 - 7.1.2.5.1 Calcolo dell'azione sismica
- 7.2 Pali
 - 7.2.1. Combinazioni di carico
 - 7.2.1.1 Combinazioni allo stato limite ultimo
 - 7.2.1.1.1 Combinazioni statiche
 - 7.2.1.1.2 Combinazioni sismiche
 - 7.2.2 Azioni sui pali
 - 7.2.3 Verifica dei pali
 - 7.2.3.1 Verifica a pressoflessione - NMIN
 - 7.2.3.2 Verifica a pressoflessione - NMAX
 - 7.2.3.3 Verifica a taglio
 - 7.2.4 Valutazione della capacità portante dei pali di fondazione
 - 7.2.4.1 Valutazione della portata ultima laterale
 - 7.2.4.2 Valutazione della portata ultima di base
 - 7.2.4.3 Coefficiente di correlazione
 - 7.2.4.4 Curve di capacità portante
- 7.3 Fusti
 - 7.3.1 Pressoflessione
 - 7.3.1.1 Azioni allo SLU
 - 7.3.1.2 Azioni con sisma
 - 7.3.2 Verifica a taglio
- 7.4 Fondazione
 - 7.4.1 Verifica a flessione
 - 7.4.1.1 Azioni allo SLU
 - 7.4.1.2 Azioni con sisma
- 7.5 Tabulati

8. SPALLE

8.1 Azioni verticali

8.1.1 Azioni verticali trasmesse dall'impalcato

8.1.2 Azioni orizzontali

8.1.2.1 Spinta del terreno

8.1.2.2 Azione di attrito

8.1.2.3 Azione del vento

8.2 Verifiche

8.2.1 Azioni sul terreno

8.2.2 Paraghiaia

1. INTRODUZIONE

Il ponte oggetto della presente relazione di calcolo presenta una larghezza complessiva di 13,50 mt, di cui 8,50 m di carreggiata utile stradale, 2,50 mt di pista ciclabile, un marciapiede di larghezza 1,25 mt e due cordoli di larghezza 0,75 e 0,50 mt. In senso longitudinale è costituito da tre campate di luce $9,525 + 36,50 + 9,525$ mt, misurate in asse agli appoggi.

Il ponte tipo in oggetto ha andamento rettilineo ed è realizzato in sistema misto acciaio-clt con schema statico di trave in semplice appoggio di luce (in asse impalcato) pari a 36,50 m a cui sono collegate tramite trave Gerber due campate laterali di luce 9,525 mt.

IMPALCATO IN ACCIAIO

L'impalcato è realizzato con una sezione mista acciaio-calcestruzzo, ed è costituito da quattro travi metalliche di altezza pari a 180 cm nella campata di luce maggiore, e 0,70 mt nelle campate laterali. Tale struttura metallica è segmentata in 3 diverse tipologie di conci e la sezione trasversale è irrigidita trasversalmente, nel piano verticale da diaframmi reticolari e nel piano orizzontale dai controventi inferiori. I diaframmi verticali sono composti da elementi reticolari nella campata di luce maggiore e da elementi a doppio T saldato ad anima verticale nelle campate laterali, spalla fino alla cerniera della trave Gerber.

SOLETTA IN CALCESTRUZZO

All'estradosso delle travi è solidarizzata la soletta in calcestruzzo per mezzo dei connettori a taglio opportunamente saldati sull'ala superiore della trave. La soletta, dello spessore complessivo di 25 cm, è costituita da predalle tralicciate di spessore 5 cm e da un getto integrativo di 20 cm. Il collegamento tra l'impalcato metallico e la soletta in calcestruzzo è assicurato attraverso i connettori a piolo.

APPOGGI

Viene adottato un sistema di isolamento sismico che è posto tra l'impalcato e le pile/spalle, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. La riduzione della risposta sismica orizzontale qualunque siano la tipologia ed i materiali strutturali del ponte, può essere ottenuta mediante un incremento del periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta.

Per l'opera oggetto della presente relazione si è deciso di utilizzare isolatori elastomerici, composti essenzialmente da strati di materiale elastomerici (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre d'acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi verticali permanenti ed accidentali mediante azioni perpendicolari agli strati.

SPALLE

Le spalle sono realizzate in terra armata; la tecnologia della terra armata permette di realizzare opere di sostegno del tipo a gravità con un materiale da costruzione composito, costituito appunto da terra ed armature di rinforzo. L'attrito fra le armature, piattine ad aderenza migliorata in acciaio zincato o meno, ed il rilevato, viene sfruttato per trattenere un paramento esterno la cui unica funzione è di contenere il terreno immediatamente a tergo di esso. La restante parte del riempimento, grazie alle armature è resa monolitica e l'insieme è assimilabile ad un muro a gravità dotato di grande flessibilità e capacità di adattarsi a differenti condizioni di esercizio.

PILE

Le pile sono composte da fusti in c.a. di forma circolare del diametro di 110 cm. La fondazione è composta da un plinto rettangolare dello spessore di 150 cm, le cui fondazioni sono costituite da 14 pali in c.a. di diametro 80 cm e lunghezza 25 m.

2. NORMATIVA E MATERIALI

2.1 NORMATIVA ADOTTATA

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

2.1.1 IMPALCATO

- Legge 5/11/1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. 9/01/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 16/01/1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- C.N.R. - U.N.I. 10011 - 97: "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- C.N.R. - U.N.I. 10016 - 00: "Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
- C.N.R. - U.N.I. 10030 - 87: "Costruzioni in acciaio. Anime irrigidite di travi a parete piena".
- D.M. 14/01/2008: "Norme Tecniche per le costruzioni".

2.1.2 FONDAZIONI

- D.M. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle Rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

2.2.1 ACCIAIO

2.2.1.1 ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

Per $\phi \leq 26$ mm

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 4.500 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 5.400 \text{ Kg/cm}^2$

La tensione di design risultano:

$$\text{per lo S.L.U.} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,15} = 3.913 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{per lo S.L.E.} \quad f_{yd,eserc} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,25} = 3.600 \text{ Kg/cm}^2$$

2.2.1.2 ACCIAIO PER LA CARPENTERIA METALLICA DELL'IMPALCATO

Acciaio tipo S335JR (Fe 510)

- Tensione di rottura: $f_t \geq 5.100 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione di snervamento: $f_y = 3.550 \text{ Kg/cm}^2$

La tensione di confronto risulta con $\gamma_m = 1,05$ (Rif. tab. 4.2.V D.M. 14.01.2008):

- Tensione di design $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ Kg/cm}^2$

2.2.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

2.2.2.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER LA SOLETTA DI IMPALCATO

Resistenza caratteristica	$R_{ck} \geq$	400	kg/cm^2
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} =$	332	kg/cm^2
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} =$	207,5	kg/cm^2
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	30,1	kg/cm^2
Resistenza a trazione caratteristica	$f_{ctk} =$	21,7	kg/cm^2
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} =$	13,6	kg/cm^2

Tensione di compressione ammissibile per strutture pressoinflesse

$$\sigma_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} = 122,50 \quad \text{kg/cm}^2$$

Tensione tangenziale massima per cui non è richiesta la verifica delle armature a taglio

$$\tau_{CO} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75} = 7,33 \quad \text{kg/cm}^2$$

Tensione tangenziale massima ammissibile per solo taglio

$$\tau_{C1} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35} = 22,57 \quad \text{kg/cm}^2$$

2.2.2.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER I PALI

Resistenza caratteristica	$R_{ck} \geq$	300	kg/cm^2
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} =$	249	kg/cm^2
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} =$	155,6	kg/cm^2
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	25,6	kg/cm^2
Resistenza a trazione caratterista	$f_{ctk} =$	17,9	kg/cm^2
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} =$	11,2	kg/cm^2

Tensione di compressione ammissibile per strutture pressoinflesse

$$\sigma_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} = 97,50 \quad \text{kg/cm}^2$$

Tensione tangenziale massima per cui non è richiesta la verifica delle armature a taglio

$$\tau_{CO} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75} = 6,00 \quad \text{kg/cm}^2$$

Tensione tangenziale massima ammissibile per solo taglio

$$\tau_{C1} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35} = 18,29 \quad \text{kg/cm}^2$$

2.2.2.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER LE SOTTOSTRUTTURE

Resistenza caratteristica	$R_{ck} \geq$	350	kg/cm^2
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} =$	290,5	kg/cm^2
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} =$	181,6	kg/cm^2
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	28,3	kg/cm^2
Resistenza a trazione caratterista	$f_{ctk} =$	19,8	kg/cm^2
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} =$	14,4	kg/cm^2

Tensione di compressione ammissibile per strutture pressoinflesse

$$\sigma_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} = 110,00 \quad \text{kg/cm}^2$$

Tensione tangenziale massima per cui non è richiesta la verifica delle armature a taglio

$$\tau_{CO} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75} = 6,67 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione tangenziale massima ammissibile per solo taglio

$$\tau_{C1} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35} = 19,71 \text{ kg/cm}^2$$

3. STATICA GLOBALE

3.1 MODELLAZIONE A GRATICCIO

Il ponte in oggetto viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, quali le travi principali ed i traversi.

Vengono individuate due fasi fondamentali:

1^a Fase: il graticcio è costituito dalle sole travi in acciaio, ed è caricato dal peso proprio di queste e dalla soletta in c.a.;

2^a Fase: la soletta di impalcato di spessore pari a 25 cm, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi permanenti ed accidentali.

3.1.1 RIGIDENZE FLESSIONALI

La schematizzazione a graticcio non permette di valutare la rigidezza ed il collegamento trasversale esercitato fra le travi longitudinali dalla soletta in c.a.; tale rigidezza viene considerata tramite l'analisi della distribuzione dei carichi, sia permanenti che accidentali, fra le varie nervature.

Lo schema assunto per tale ridistribuzione è quello di trave continua, ove la trave è rappresentata dalla soletta per la profondità di 1 mt e gli appoggi, supposti rigidi, sono rappresentati dalle travi longitudinali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi longitudinali nella modellazione a graticcio.

3.1.2 RIGIDENZE TORSIONALI

Essendo l'impalcato torsiorigido per la presenza di soletta superiore e controventi inferiori, la rigidezza torsionale viene valutata considerando una sezione a cassone equivalente.

In 2^a fase, per carichi permanenti ed accidentali, la sezione a cassone equivalente è definita lateralmente dalle anime delle travi principali, inferiormente da una piastra di spessore equivalente ai controventi posta nel piano delle ali dei traversi e superiormente dalla soletta in c.a. che in questa fase costituisce un elemento strutturale. Lo spessore della soletta viene ridotto con coefficiente di omogeneizzazione pari a 18 per i carichi permanenti, e pari a 6 per i carichi accidentali.

L'inerzia così determinata, viene assegnata in parti uguali alle travi longitudinali nella modellazione a graticcio.

Nel calcolo dell'inerzia torsionale si ipotizzano le sezioni dei controventi inferiori; note le sollecitazioni si possono calcolare i controventi necessari, i quali potrebbero risultare diversi da quelli ipotizzati in precedenza. Questo conduce ad una approssimazione che risulta essere accettabile in quanto gli spessori di piastra equivalente risultano in ogni caso molto piccoli ed inoltre, nel calcolo dell'inerzia torsionale è importante il braccio della circuitazione che rimane invariato.

3.2 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

3.2.1 CALCOLO LARGHEZZA SOLETTA COLLABORANTE

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad (4.3.2 \text{ D.M. 2008})$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min (L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 3.1).

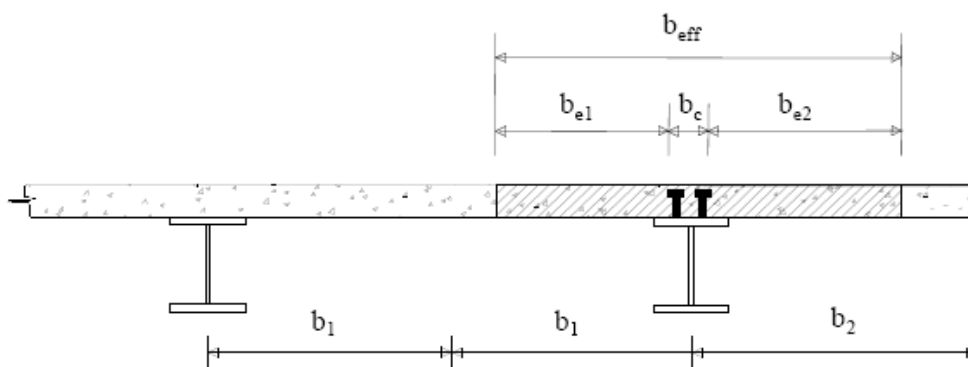


Figura 3.1 – Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} .

L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in fig. 3.2:

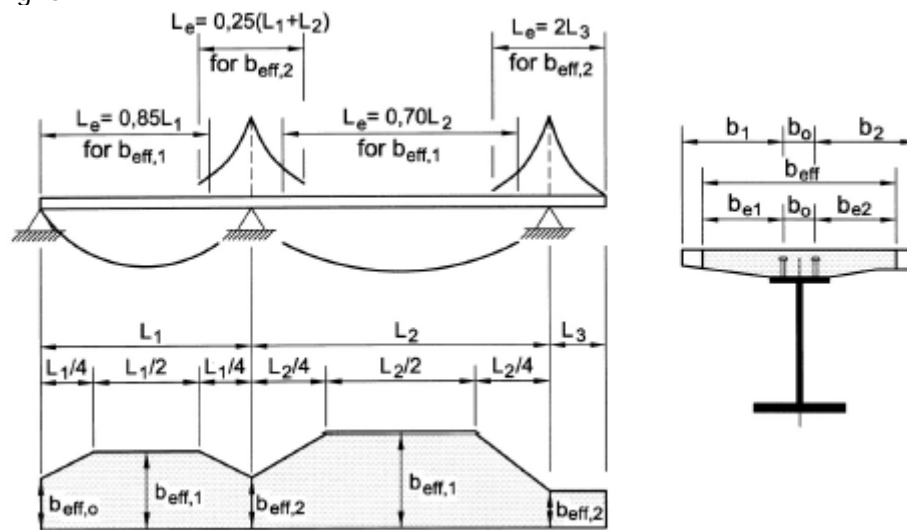


Figura 3.2 – Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$

3.2.1.1 CAMPATA $L=9,525$ MT

TRAVE LATERALE

$$b_{ef1} : b = 180 - 30 = 160 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{160}{0,85 \cdot 952,5} = 0,20 \Rightarrow \eta = 0,74$$

$$b_{ef1} = 160 \cdot 0,74 = 118 \text{ cm} \quad \beta_1 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 952,5}{118} \right) = 0,72$$

$$b_{ef2} : b = \frac{330 - 40}{2} = 145 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{145}{0,85 \cdot 952,5} = 0,18 \Rightarrow \eta = 0,77$$

$$b_{ef2} = 145 \cdot 0,77 = 112 \text{ cm} \quad \beta_2 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 952,5}{112} \right) = 0,73$$

$$B = 40 + 118 \cdot 0,72 + 112 \cdot 0,73 = 207 \text{ cm}$$

TRAVE CENTRALE

$$B = 40 + 112 \cdot 0,73 + 112 \cdot 0,73 = 203 \text{ cm}$$

Nei calcoli si assume prudenzialmente una larghezza collaborante di 200 cm.

3.2.1.2 CONTINUITA'

TRAVE LATERALE

$$b_{ef1} : b = 180 - 30 = 150 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{150}{0,25 \cdot (952 + 3650)} = 0,13 \Rightarrow \eta = 0,61$$

$$b_{ef1} = 150 \cdot 0,61 = 92 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} : b = \frac{330 - 60}{2} = 135 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{135}{0,25 \cdot (952 + 3650)} = 0,12 \Rightarrow \eta = 0,63$$

$$b_{ef2} = 135 \cdot 0,63 = 85 \text{ cm}$$

$$B = 60 + 92 + 85 = 237 \text{ cm}$$

TRAVE CENTRALE

$$B = 60 + 85 + 85 = 230 \text{ cm}$$

Nei calcoli si assume prudenzialmente una larghezza collaborante di 200 cm.

3.2.1.3 CAMPATA L=36,50 MT

TRAVE LATERALE

$$b_{ef1} : b = 180 - 30 = 150 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{150}{0,70 \cdot 3650} = 0,06 \Rightarrow \eta = 0,80$$

$$b_{ef1} = 150 \cdot 0,80 = 120 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} : b = \frac{330 - 60}{2} = 135 \text{ cm} \quad \frac{b}{l} = \frac{135}{0,70 \cdot 3650} = 0,05 \Rightarrow \eta = 0,83$$

$$b_{ef2} = 135 \cdot 0,83 = 112 \text{ cm}$$

$$B = 60 + 120 + 112 = 292 \text{ cm}$$

TRAVE CENTRALE

$$B = 60 + 112 + 112 = 284 \text{ cm}$$

Nei calcoli si assume prudenzialmente una larghezza collaborante di 280 cm.

3.2.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

3.2.2.1 TRAVI PRINCIPALI

		C1	C2	C3	TR1	TR2
	H(cm)	180	180	70	50	70
ALA SUPERIORE	spess	1,5	2,5	1,5	1,0	1,6
	largh	60	60	40	28	30
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	largh	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
ALA INFERIORE	spess	2,5	4,0	1,5	1,0	1,6
	largh	70	80	40	28	30
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	largh	0	0	0	0	0
ANIMA	spess	1,6	1,2	1,2	1,0	1,6
PREDALLE	spess	5	5	5	0	0
SOLETTA	spess	25	25	25	0	0
SOLETTA COLLAB.	spess	20	20	20	0	0
	largh	200	280	200	0	0
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	547	678	200	104	203
	y _i (cm)	77	68	35	25	35
	J _x (cm ⁴)	2.723.333	3.864.212	170.866	42.835	152.050
	J _y (cm ⁴)	98.518	215.692	16.010	3.663	7.223
	J _{torc} (cm ⁴)	672	2.119	129	35	173
SOLETTA COLLAB. 18	A (cm ²)	769	989	423		
	y _i (cm)	111	108	61		
	J _x (cm ⁴)	4.947.835	7.296.228	441.708		
	J _y (cm ⁴)	839.259	2.248.284	756.750		
	J _{torc} (cm ⁴)	2.920.981	2.738.944	427.817		
SOLETTA COLLAB. 6	A (cm ²)	1.213	1.612	867		
	y _i (cm)	142	142	73		
	J _x (cm ⁴)	6.960.338	10.196.908	578.295		
	J _y (cm ⁴)	2.320.741	6.313.469	2.238.232		
	J _{torc} (cm ⁴)	3.234.832	3.015.033	486.014		
SOLETTA COLLAB. 19,02	A (cm ²)	757	973	411		
	y _i (cm)	109	107	61		
	J _x (cm ⁴)	4.861.576	7.167.723	434.418		
	J _y (cm ⁴)	799.535	2.139.281	717.026		
	J _{torc} (cm ⁴)	2.898.807	2.719.395	424.175		
2,20E-04	Nr,tot (kg)	9,3499E+04	1,3090E+05	9,3499E+04		
	κ	8,1414E-07	7,9814E-07	2,5984E-06		
	Δt/h	8,1	8,0	26,0		

3.2.2.2 INERZIE IN CONTINUITA'

Secondo quanto previsto dalla C.N.R. - U.N.I. 10016 - 85: "Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni", nelle zone a momento negativo, per tener conto della fessurazione della soletta in c.a., si deve trascurare il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate adiacenti all'appoggio intermedio; l'unico contributo di cui tener conto in tali zone è quello dato dalle armature longitudinali della soletta stessa.

Si riportano di seguito le inerzie assunte alla base dei calcoli nelle zone interessate.

		C1
	H(cm)	180
ALA SUPERIORE	spess	1,5
	largh	60
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0,0
	largh	0,0
ALA INFERIORE	spess	2,5
	largh	70
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0,0
	largh	0
ANIMA	spess	1,6
PREDALLE	spess	5
SOLETTA	spess	25
SOLETTA COLLAB.	spess	20
	largh	200
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	547
	y _i (cm)	77
	J _x (cm ⁴)	2.723.333
	J _y (cm ⁴)	98.518
	J _{torc} (cm ⁴)	672
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)	5
	φ sup (mm)	2,0
	n° sup	20
	φ inf (mm)	2,0
	n° inf	10
	A (cm ²)	641
	y _i (cm)	94
J _x (cm ⁴)	3.888.234	

3.2.2.3 TRAVERSI

3.2.2.3.1 TRAVERSO DI CAMPATA

Il traverso di campata è composto da n° 2 elementi angolari 100 x 10 posti superiormente ed inferiormente, collegati da n° 2+2 elementi angolari 100 x 10 diagonali.

Caratteristiche geometriche del profilato singolo (angolare 100 x 10):

$$\text{Area: } 19,20 \text{ cm}^2$$

$$J_{x-x} = J_{y-y}: 177 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{x-x} = \rho_{y-y}: 3,04 \text{ cm}$$

$$J_{\text{torc}}: \cong 0 \text{ cm}^4$$

3.2.2.3.2 TRAVERSO AGLI APPOGGI DI PILA

Il traverso sugli appoggi di pila è composto da n° 2 elementi angolari 130 x 12 posti superiormente ed inferiormente, collegati da n° 2+2 elementi angolari 130 x 12 diagonali.

Caratteristiche geometriche del profilato singolo (angolare 130 x 12):

$$\text{Area: } 30,00 \text{ cm}^2$$

$$J_{x-x} = J_{y-y}: 472 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{x-x} = \rho_{y-y}: 3,97 \text{ cm}$$

$$J_{\text{torc}}: \cong 0 \text{ cm}^4$$

3.2.2.3.3 TRAVERSO AD ANIMA PIENA

I traversi ad anima piena, presenti nelle sole campate laterali, sono realizzati con una sezione a doppio T di altezza 50-70 cm; in analogia con le travi principali, le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono riportate al par. 3.2.2.1.

3.2.3 INERZIA TORSIONALE

In prima fase, per peso proprio acciaio e soletta, non essendo l'impalcato torsiorigido per la mancanza di controventi superiori, la rigidità torsionale dell'impalcato viene valutata assegnando a ciascuna delle travi principali la propria rigidità torsionale per solo acciaio.

In seconda fase, per carichi permanenti ed accidentali, l'impalcato si comporta come una sezione a cassone; il cassone risulta costituito lateralmente dalle travi longitudinali, inferiormente dalla controventatura e superiormente dalla soletta, con conseguente aumento della circuitazione e dell'inerzia torsionale.

SPESSORE DI PIASTRA EQUIVALENTE AI CONTROVENTI

$$t^* = 2 \cdot E / G \cdot A \cdot a / b^2 \cdot \sin^3 \alpha \quad \text{dove:}$$

a,b dimensioni campo controventato

A area di un controvento

α angolazione controvento

CONTROVENTI INFERIORI

Sezione: 2L 120 x 10 $A = 23,20 \cdot 2 = 46,40 \text{ cm}$

$$t^* = 2 \cdot \frac{E}{E/2,6} \cdot 46,40 \cdot \frac{500}{330^2} \cdot \left(\frac{330}{599}\right)^3 = 0,19 \text{ cm}$$

$$n=6,00 \quad t_{eq} = 25 / 6,00 = 4,17 \text{ cm} \quad h_{eq} = 4,17 + 180 - 15 = 169,17 \text{ cm}$$

$$\Omega = 330 \cdot 169,17 = 55.826 \text{ cm}^2$$

$$\int \frac{dt}{s} = \frac{330}{0,19} + \frac{330}{4,17} + \frac{169,17 \cdot 2}{1,60} = 2.027$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = 6.150.059 \text{ cm}^4$$

$$n=18,00 \quad t_{eq} = 25 / 18,00 = 1,39 \text{ cm} \quad h_{eq} = 1,39 + 180 - 15 = 166,39 \text{ cm}$$

$$\Omega = 330 \cdot 166,39 = 54.908 \text{ cm}^2$$

$$\int \frac{dt}{s} = \frac{330}{0,19} + \frac{330}{1,39} + \frac{166,39 \cdot 2}{1,60} = 2.182$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = 5.526.834 \text{ cm}^4$$

$$n=19,02 \quad t_{eq} = 25 / 19,02 = 1,31 \text{ cm} \quad h_{eq} = 1,31 + 180 - 15 = 166,31 \text{ cm}$$

$$\Omega = 330 \cdot 166,31 = 54.882 \text{ cm}^2$$

$$\int \frac{dt}{s} = \frac{330}{0,19} + \frac{330}{1,31} + \frac{166,31 \cdot 2}{1,60} = 2.197$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = 5.483.903 \text{ cm}^4$$

I valori di rigidità torsionale così determinati vengono poi divisi in parti uguali fra le travi longitudinali.

3.3 ANALISI DEI CARICHI

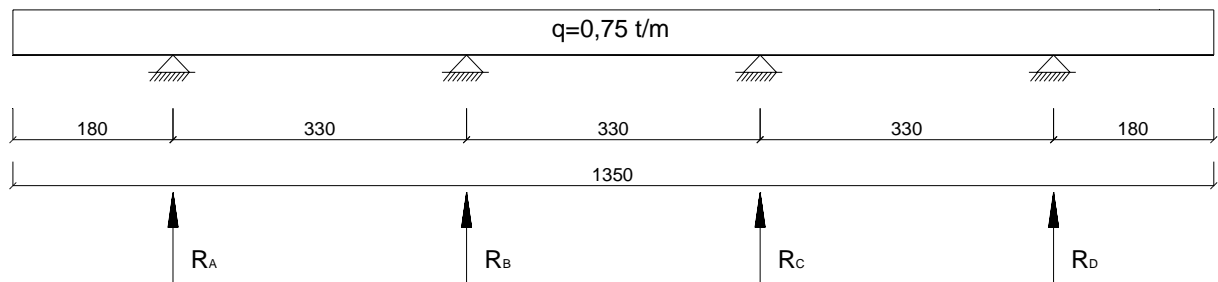
Si procede ora all'analisi dei carichi agenti sull'impalcato ed alla relativa ripartizione alle travi longitudinali in acciaio.

3.3.1 IMPALCATO METALLICO

Essendo le travi a sezione variabile, il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume $\gamma_s=7.850 \text{ Kg/m}^3$; tali pesi sono poi stati incrementati del 50% per considerare il peso di coprigiunti, saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, etc.

3.3.2 SOLETTA IN C.A.

$$q_{\text{soletta}} = 0,25 \cdot 2,500 = 0,625 \text{ t/m}^2 \quad \text{peso proprio soletta c.a.}$$



$$R_A = 2,32 \text{ t/m} \quad R_B = 1,90 \text{ t/m} \quad R_C = 1,90 \text{ t/m} \quad R_D = 2,32 \text{ t/m}$$

3.3.3 CARICO PERMANENTE

$$q_1 = 0,18 \cdot 2,500 = 0,450 \text{ ton/m}^2 \quad \text{marciapiede}$$

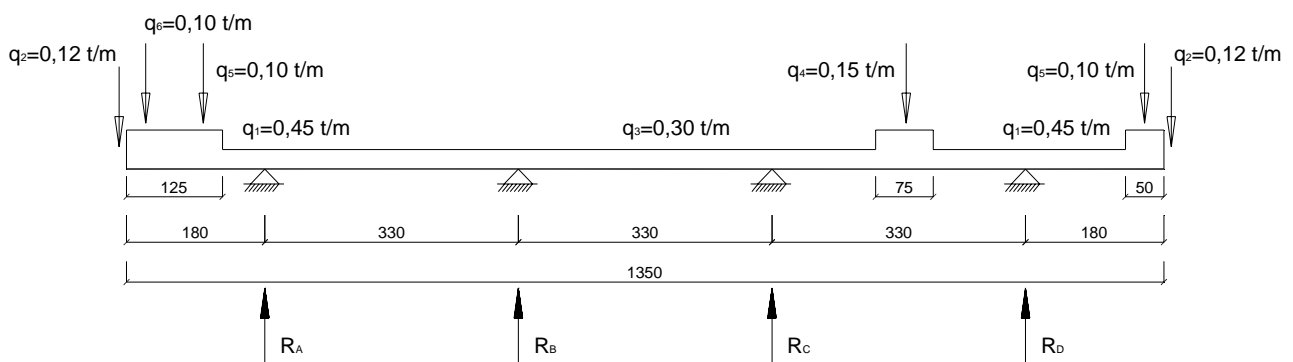
$$q_2 = 0,60 \cdot 0,08 \cdot 2,500 = 0,120 \text{ ton/m}^2 \quad \text{veletta}$$

$$q_3 = 0,300 \text{ ton/m}^2 \quad \text{massciata stradale}$$

$$q_4 = 0,150 \text{ ton/m} \quad \text{barriera metallica integrata}$$

$$q_5 = 0,100 \text{ ton/m} \quad \text{barriera metallica bordo ponte}$$

$$q_6 = 0,100 \text{ ton/m} \quad \text{rete di protezione}$$

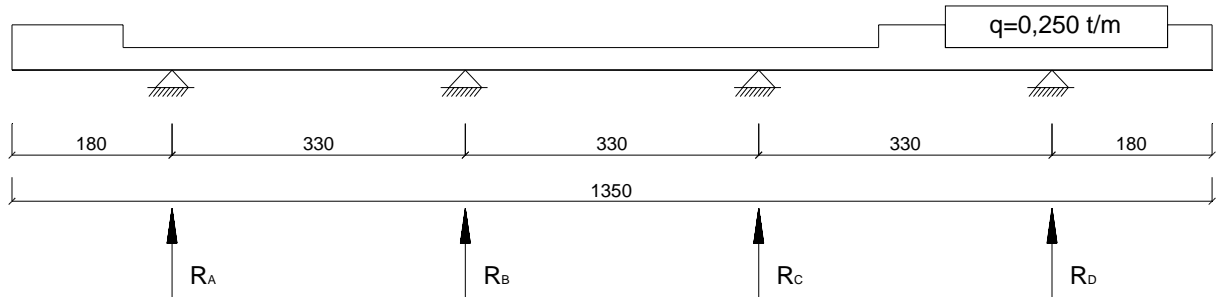


$$R_A = 1,88 \text{ t/m} \quad R_B = 0,61 \text{ t/m} \quad R_C = 0,94 \text{ t/m} \quad R_D = 1,69 \text{ t/m}$$

3.3.4 CARICO ACCIDENTALE

3.3.4.1 ACCIDENTALE FOLLA

Le N.T. 2008 per i ponti di 1^a categoria prevedono quale carico della folla in combinazione, un carico uniformemente ripartito con valore di 0,25 t/mq.



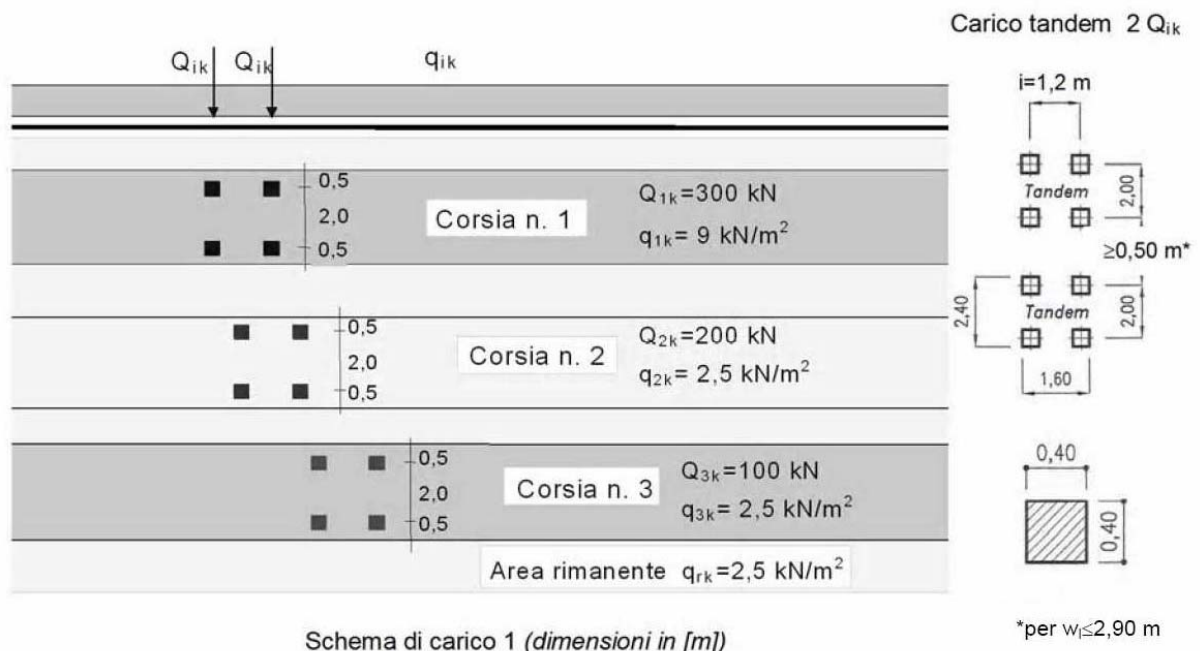
$$R_A = 0,00 \text{ t/m} \quad R_B = 0,00 \text{ t/m} \quad R_C = -0,02 \text{ t/m} \quad R_D = 0,64 \text{ t/m}$$

3.3.4.2 ACCIDENTALE MEZZI

La modellazione a graticcio pone problemi specifici ai fini della distribuzione dei carichi sulle travi principali; pertanto a monte di tale modellazione occorre fissare un criterio di valutazione di tali carichi.

Lo schema assunto per la distribuzione trasversale dei carichi è quello di trave appoggiata, ove la trave è rappresentata dalla soletta per la profondità di un metro e gli appoggi, supposti rigidi, sono rappresentati dalle travi principali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi principali nella modellazione a graticcio.

I carichi previsti dal D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1^a categoria e relativamente alla statica longitudinale sono i seguenti:



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1^a Categoria.

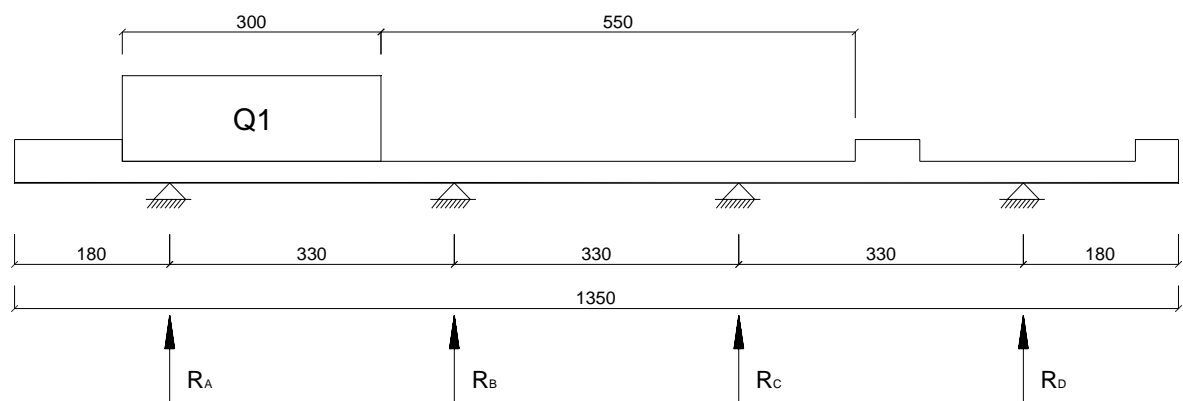
Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Si precisa che secondo il D.M. 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

3.3.4.2.1 CONDIZIONI DI CARICO TRASVERSALI

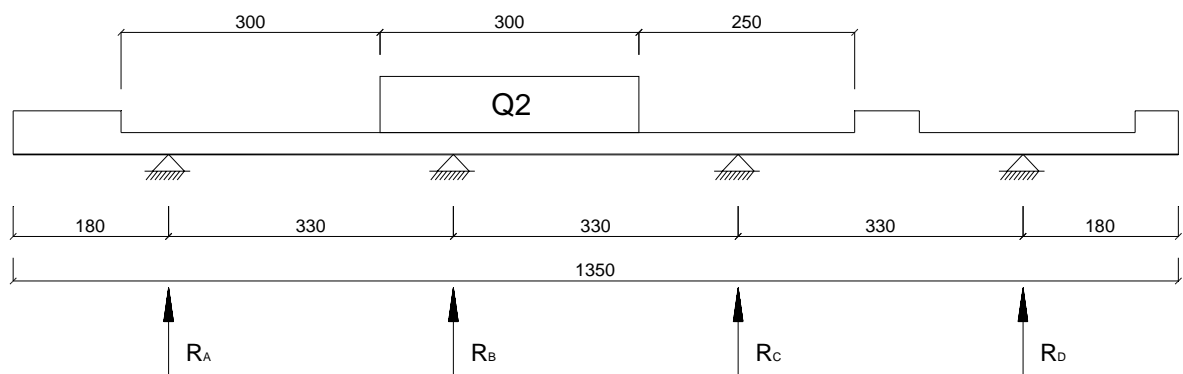
Lo schema di calcolo adottato è quello di trave continua su più appoggi. Si sono considerate le seguenti disposizioni di carico trasversali:

DISPOSIZIONE N° 1



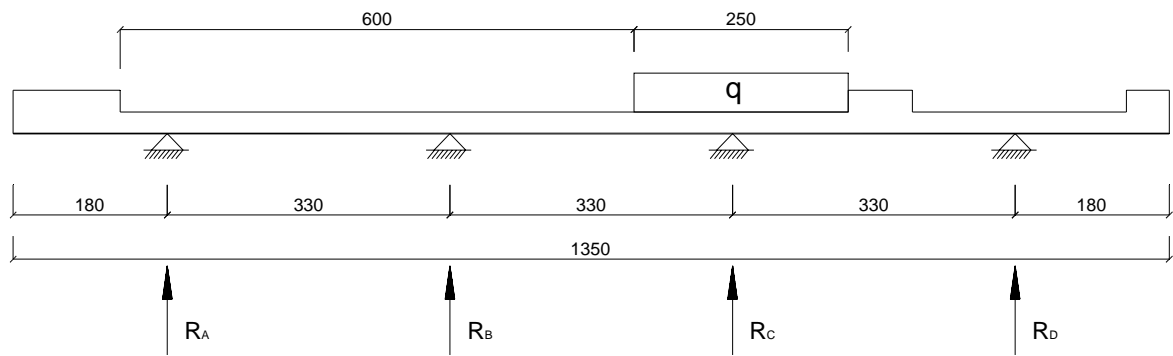
$$R_A = 0,66 \quad R_B = 0,41 \quad R_C = -0,08 \quad R_D = 0,01$$

DISPOSIZIONE N° 2



$$R_A = -0,02 \quad R_B = 0,82 \quad R_C = -0,24 \quad R_D = -0,03$$

DISPOSIZIONE N° 3



$$R_A = 0,00 \quad R_B = 0,03 \quad R_C = -0,93 \quad R_D = 0,05$$

3.3.4.2.2 CONDIZIONI DI CARICO LONGITUDINALI

I carichi accidentali vengono poi disposti longitudinalmente per completare la schematizzazione a graticcio; essi vengono disposti lungo l'asse delle travi principali in modo da massimizzare le azioni flettenti e di taglio in ogni concio, tenendo conto degli schemi di distribuzione trasversale precedentemente descritti.

3.3.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV – N.T. 2008. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

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

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

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

3.4 DEFORMAZIONE TERMICA

Per la presenza della cerniera nelle campate laterali, l'impalcato si comporta come una struttura vincolata isostaticamente alle sottostrutture, pertanto un'eventuale variazione di temperatura non induce sollecitazione alcuna agli elementi strutturali.

3.5 RITIRO

3.5.1 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI RITIRO

CALCOLO DI φ_{∞}

$$A_c = 1350 \cdot 25 = 33.750 \text{ cm}^2 \quad \text{Area sezione di conglomerato}$$

$$u = (1350 + 25) \cdot 2 = 2.750 \text{ cm} \quad \text{Perimetro a contatto con l'atmosfera}$$

$$r = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 33.750}{2.750} = 24,55 \text{ cm}$$

$$E_c = 18.000 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 18.000 \cdot \sqrt{400} = 360.000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Modulo elastico cls}$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Modulo elastico acciaio}$$

Considerando una umidità relativa del 75%, una età di messa in carico $t_0=8\div 60$ giorni, interpolando nel prospetto 1.4.2 fornito dalla C.N.R. 10016/00, si ottiene:

$$\varphi_{\infty} = \frac{2,2 - 1,9}{60 - 20} \cdot (60 - 24,55) + 1,9 = 2,17$$

$$n^* = \frac{E_s}{E_c} (1 + \varphi_{\infty}) = \frac{2.100.000}{360.000} \cdot (1 + 2,17) = 19,02$$

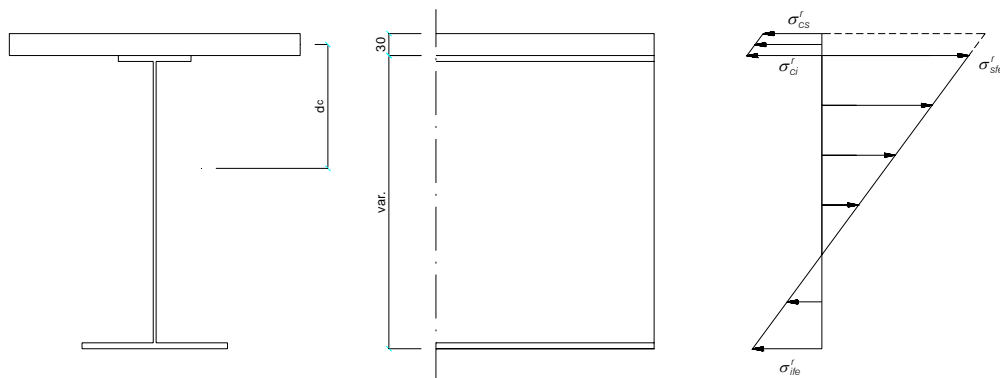
CALCOLO DI $\varepsilon_{r\infty}$

Considerando una umidità relativa del 75%, $t_0=8\div 60$ giorni (età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro), interpolando nel prospetto 1.4.1 fornito dalla C.N.R. 10016/85, si ottiene:

$$\varepsilon_{r\infty} = \left[\frac{0,23 - 0,21}{60 - 20} \cdot (60 - 24,55) + 0,21 \right] \cdot 10^{-3} = 0,22 \cdot 10^{-3}$$

$$N_{r \text{ tot}} = \varepsilon_{r\infty} \cdot \frac{E_s}{n^*} \cdot A_c = 0,22 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{2.100.000}{19,02} \cdot 33.750 = 819.795 \text{ Kg}$$

3.5.2 EFFETTI PRIMARI DEL RITIRO



Il fenomeno del ritiro induce tensioni supplementari nella soletta in c.a. e nelle piattabande in acciaio, valutate secondo le seguenti formule:

$$\sigma_{cs}^r = \frac{N_r}{A_c} - \frac{N_r}{n^* \cdot A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{cs}} \quad \text{tensione nel calcestruzzo al lembo superiore}$$

$$\sigma_{sfe}^r = -\frac{N_r}{A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{sfe}} \quad \text{tensione nell'acciaio al lembo superiore}$$

$$\sigma_{ife}^r = -\frac{N_r}{A_{tot}} - \frac{N_r \cdot d_c}{W_{ife}} \quad \text{tensione nell'acciaio al lembo inferiore}$$

3.5.3 EFFETTI SECONDARI DEL RITIRO

Gli effetti secondari del ritiro vengono assimilati ad una deformazione termica equivalente, calcolata secondo le formule seguenti:

$\alpha = 0,00001$ coefficiente di dilatazione lineare dell'acciaio;

$\chi = \frac{N_r \cdot (H - y)}{E \cdot J}$ distorsione angolare;

$\frac{\Delta t}{h} = \frac{\chi}{\alpha}$ deformazione termica per unità di lunghezza.

Per la presenza della cerniera nelle campate laterali, l'impalcato si comporta come una struttura vincolata isostaticamente alle sottostrutture, pertanto un'eventuale variazione di temperatura equivalente non induce sollecitazione alcuna agli elementi strutturali.

3.6 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3ª categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_G1 coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_G2 coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.					
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna					
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

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

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
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	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

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara.

3.7 CRITERI DI CALCOLO

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.).

Vita nominale $V_N = 50$ anni

(§ 2.4.1 “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”)

Classe d'uso **IV**

(§ 2.4.2, “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 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.”)

Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$

3.8 ANALISI STRUTTURALE

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000”; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi “beam” costituenti il graticcio di travi.

L'analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte.

1) Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerata l'inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.

2) Analisi delle sollecitazioni per carico permanente; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=16,83$.

3) Analisi delle sollecitazioni per carichi accidentali; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=5,61$.

I risultati dell'analisi sono contenuti nei tabulati a disposizione, suddivisi nei seguenti files:

file M1: analisi per peso proprio acciaio e peso proprio soletta;

file M2: analisi per carichi permanenti;

file M3: analisi per carichi accidentali folla;

file M4: analisi per carichi accidentali mezzi.

Nella pagina seguente si evidenzia la modellazione utilizzata.

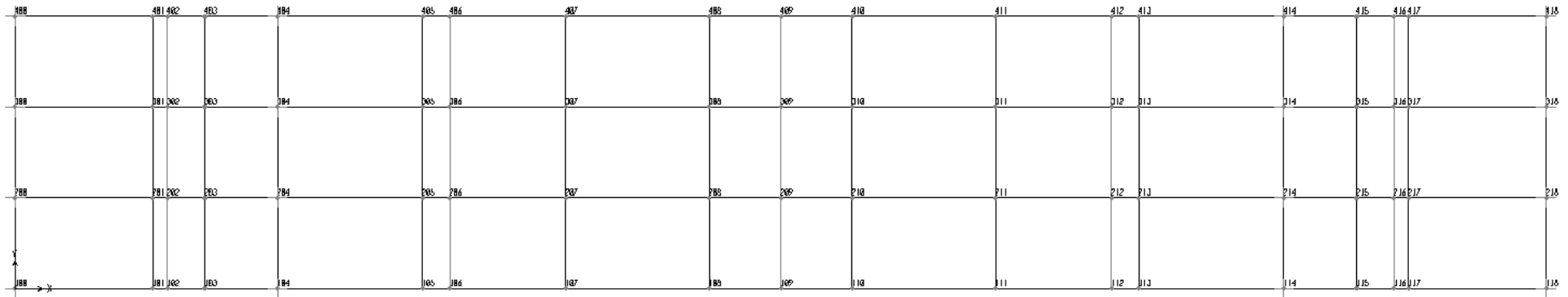


FIGURA 3.2 – MODELLAZIONE JOINT

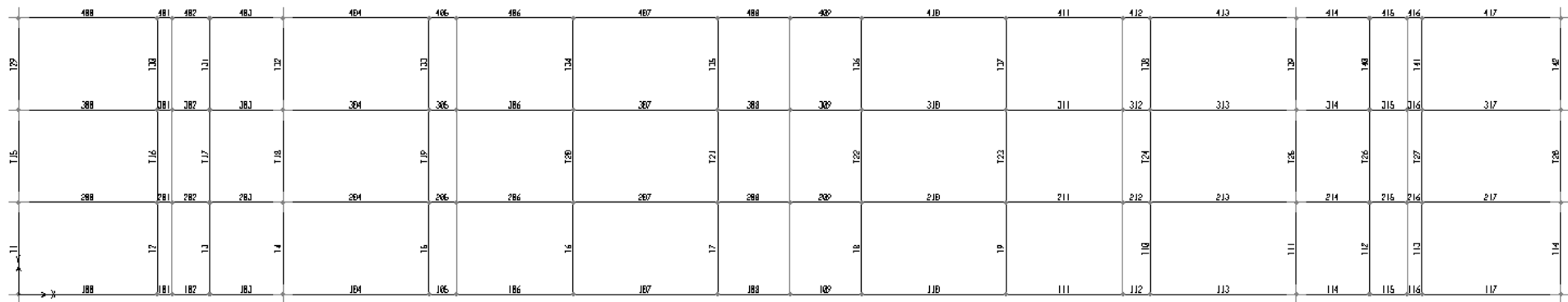


FIGURA 3.3 – MODELLAZIONE FRAME

4. VERIFICHE FONDAMENTALI

4.1 TRAVI PRINCIPALI

In allegato si riportano le verifiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali.

4.2 TRAVERSI

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione per il traverso reticolare maggiormente sollecitato:

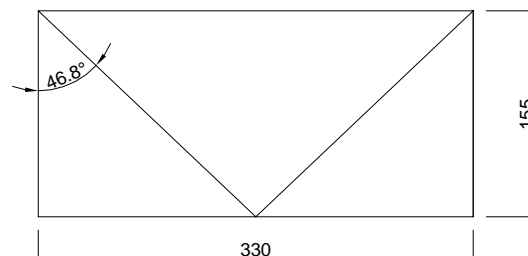
frame	T3
	M (tm)
Acciaio	0,00
Soletta	0,00
Permanenti	3,00
Accidentali folla	5,00
Accidentali mezzi	31,00

frame	T11-T12
	V (t)
Acciaio	0,00
Soletta	0,00
Permanenti	2,00
Accidentali folla	1,00
Accidentali mezzi	19,00

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali (2L 100x10), mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali (2L 100x10).

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

$$R_{\text{vento}} = \frac{0,250 \cdot 5,20 \cdot \frac{(1,80 + 0,35 + 3,00)^2}{2}}{3,30} = 5,22 \text{ t}$$



Sollecitazioni sui correnti:

$$N_{\text{correnti}} = 5,22 \cdot 3,30 / 1,55 = 11,11 \text{ t}$$

Sollecitazioni sui diagonali:

$$N_{\text{diagonali}} = 5,22 / \cos 47^\circ = 7,65 \text{ t}$$

4.2.1.1 CORRENTI SUPERIORI

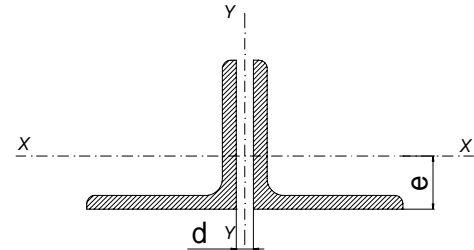
$$M_{sd} = 1,50 \cdot 3,00 + 1,35 \cdot (5,00 + 31,00) = 53,10 \text{ t}$$

$$N_{sup} = N_{inf} = \frac{53,10}{1,55} + 0,60 \cdot 1,35 \cdot 11,11 = 43,26 \text{ t}$$

VERIFICA CORRENTE SUPERIORE

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	19,20
Distanza e (cm)	2,82
Inerzia di un singolo profilo (cm ⁴)	177,00
Distanza profilo (cm)	1,20
Interasse calastrelli (cm)	78,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,04
Snellezza dir X-X	100
Raggio d'inerzia y-y (cm)	4,57
Raggio d'inerzia min (cm)	1,95
Snellezza dir Y-Y	78



Lunghezza elemento (cm)	305
-------------------------	-----

$\omega =$	2,58	Coeff. ω relativo alla snellezza minore
------------	------	--

$$\sigma_s = \frac{\omega \cdot N}{A} = \frac{2,58 \cdot 43.260}{2 \cdot 19,20} = 2.906 \text{ Kg/cm}^2 < f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3.550}{1,10} = 3.227 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica dei bulloni

Si dispongono 3 bulloni M20 classe 10.9 a taglio $N_{sb} = \frac{43.260}{3} = 14.420 \text{ Kg}$

che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 245 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 19.600 \text{ Kg}$$

4.2.1.2 DIAGONALI

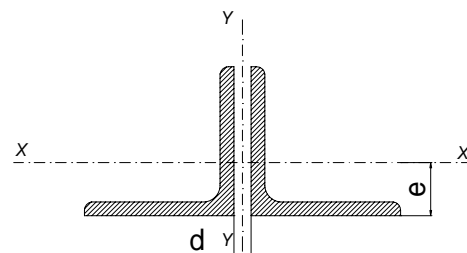
$$V_{sd} = 1,50 \cdot 2,00 + 1,35 \cdot (1,00 + 19,00) = 30,00 \text{ t}$$

$$N_{diag.} = \frac{30,00}{\cos 46,8^\circ} + 0,60 \cdot 1,35 \cdot 7,65 = 50,02 \text{ t}$$

VERIFICHE DIAGONALE

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	19,20
Distanza e (cm)	2,82
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	177,00
Distanza controventi d (cm)	1,20
Interasse calastrelli (cm)	78,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,04
Snellezza dir X-X	59
Raggio d'inerzia y-y (cm)	4,57
Raggio d'inerzia min (cm)	1,95
Snellezza dir Y-Y	57



Lunghezza elemento (cm)	180
-------------------------	-----

$\omega =$	1,50	Coeff. ω relativo alla snellezza minore
------------	------	--

$$\sigma_s = \frac{\omega \cdot N}{A} = \frac{1,50 \cdot 50.020}{2 \cdot 19,20} = 1.953 \text{ Kg/cm}^2 < f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3.550}{1,10} = 3.227 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica dei bulloni

Si dispongono 3 bulloni M20 classe 10.9 a taglio $N_{sb} = \frac{50.020}{3} = 16.673 \text{ Kg}$

che risulta minore della resistenza a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 245 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-1} = 19.600 \text{ Kg}$$

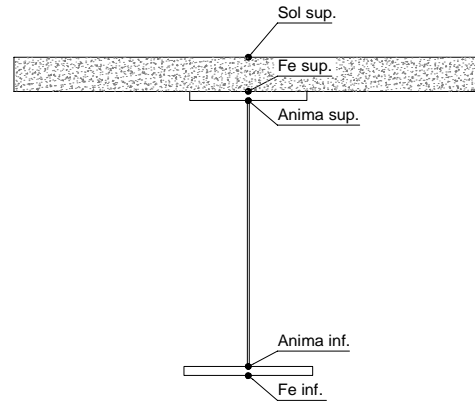
DATI GEOMETRICI

Foglio
1/4

CONCIO	C3
FRAME	100
JOINT	100

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	70
	Interasse travi metalliche (cm)	330
	Larghezza ala superiore (cm)	40
	Spessore ala superiore (cm)	1,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,2
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	40
	Spessore ala inferiore (cm)	1,5
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	500,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	33
Spessore equivalente t*	0,00	
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	500,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	46,40
	Posizione baric. controventi rispetto all'intradosso trave (cm)	10,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	30,0
	Numero controventi	2
	Angolo α travi princ. e controventi	33
	Spessore equivalente t* (cm)	0,19
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	400
	Spessore totale soletta (cm)	25
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20
	Larghezza sol. collaborante (cm)	200
Larghezza soletta x ritiro (cm)	337,5	
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,00
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,00
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	19,02
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,20E-04
Riduzione per non contemporaneità	0	
COPRIGIUNTI	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
PIOLI	Resistenza piolo (daN)	3918
	Numero pioli in linea n°	3
	passo pioli (cm)	20
SALDATURE	Larghezza gola anima sup. (mm)	6
	Larghezza gola anima inf. (mm)	6
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8

2L 120x10



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	200	35	170.866	129	0	4.882	4.882	5.100	5.100
Sezione metallica + soletta collaborante	18	423	441.708	427.817	235.863	50.718	7.207	61.271	7.388
Sezione metallica + soletta collaborante	6	867	578.295	486.014	160.964	-167.924	7.874	-116.974	8.038
Sezione metallica + soletta collaborante	19,02	411	434.418	424.175	240.213	46.229	7.168	55.010	7.350

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/4

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo			2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	
Peso proprio acciaio	0	0	1	0	0	
Peso proprio soletta	0	0	6	0	0	
Permanenti	0	0	5	0	0	
Effetti primari del ritiro	50	205	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	
Accidentali mezzi	0	0	39	3	3	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	valori x10 ⁴	
	Mt (Nm)	Mt (Nm)
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	0	0
	3	3
	0	0
	0	0

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	-4	607	590	-181	-199	-5	729	708	-218	-238
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-5	729	708	-218	-238
Accidentali mezzi	0	0	0	0	0	-5	729	708	-218	-238
Folla	0	0	0	0	0	-5	729	708	-218	-238
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-5	729	708	-218	-238

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	10	13	10	14	18	14		0,00	0,00
Peso proprio soletta	60	79	60	95	125	95		0,00	0,00
Permanenti	54	66	34	176	224	146		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	176	224	146		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	176	224	146		0,00	0,00
Accidentali mezzi	419	516	245	741	921	477		0,74	1,00
Folla	0	0	0	741	921	477		0,00	1,00
Deformazioni termiche	0	0	0	741	921	477		0,00	1,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	10	13	10	14	18	14
Peso proprio soletta	60	79	60	95	125	95
Permanenti	54	66	34	176	224	146
Effetti primari del ritiro	0	0	0	176	224	146
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	176	224	146
Accidentali mezzi	420	517	246	742	922	478
Folla	0	0	0	742	922	478
Deformazioni termiche	0	0	0	742	922	478

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	23	23
Peso proprio soletta	164	164
Permanenti	305	253
Effetti primari del ritiro	771	334
Effetti secondari del ritiro	771	334
Accidentali mezzi	1.468	856
Folla	1.468	856
Deformazioni termiche	1.468	856

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/4

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	-4	607	590	-181	-199	-4	607	590	-181	-199
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-4	607	590	-181	-199
Accidentali mezzi	0	0	0	0	0	-4	607	590	-181	-199
Folla	0	0	0	0	0	-4	607	590	-181	-199
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-4	607	590	-181	-199

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	10	13	10	10	13	10		0,00	0,00
Peso proprio soletta	60	79	60	70	93	70		0,00	0,00
Permanenti	54	66	34	124	159	104		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	124	159	104		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	124	159	104		0,00	0,00
Accidentali mezzi	419	516	245	543	675	350		0,74	0,74
Folla	0	0	0	543	675	350		0,00	0,74
Deformazioni termiche	0	0	0	543	675	350		0,00	0,74

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	10	13	10	10	13	10
Peso proprio soletta	60	79	60	70	93	70
Permanenti	54	66	34	124	159	104
Effetti primari del ritiro	0	0	0	124	159	104
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	124	159	104
Accidentali mezzi	420	517	246	544	675	350
Folla	0	0	0	544	675	350
Deformazioni termiche	0	0	0	544	675	350

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

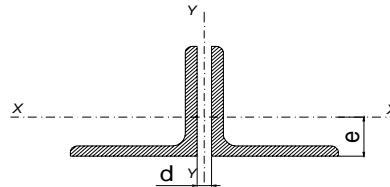
	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	17	17
Peso proprio soletta	122	122
Permanenti	215	181
Effetti primari del ritiro	628	256
Effetti secondari del ritiro	628	256
Accidentali mezzi	1.112	633
Folla	1.112	633
Deformazioni termiche	1.112	633

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DEI CONTROVENTI

DATI GEOMETRICI DEI CONTROVENTI

Area di 1 controvento (cm ²)	23,20
Distanza e (cm)	2,74
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	145,00
Distanza controventi d (cm)	1,00
Interasse calastrelli (cm)	70,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,06
Snellezza dir X-X	39
Raggio d'inerzia y-y (cm)	4,09
Raggio d'inerzia min (cm)	1,96
Snellezza dir Y-Y	46



Lunghezza controvento (cm) 299,5 (controventi a rombo)

ω = 2,47 Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore
 σ_{ce} = 2.202 Tensione critica Euleriana

CONTROVENTI INFERIORI	SCORRIMENTI daN/cm	AZIONI PARZIALI		AZIONI TOTALI		SFORZO daN/cm ²
		N (daN)	M (daN*m)	N (daN)	M (daN*m)	
Peso proprio acciaio	0,00	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0,00	0	0	0	0	0
Permanenti	0,00	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0,00	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0,00	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	1,98	474	13	474	13	38
Folla	0,00	0	0	474	13	38
Deformazioni termiche	0,00	0	0	474	13	38

VERIFICHE PARTICOLARI

VERIFICHE PIOLI	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	398	398
Effetti primari del ritiro	0	398
Effetti secondari del ritiro	0	398
Accidentali mezzi	3.464	3.861
Folla	0	3.861
Deformazioni termiche	0	3.861

VERIFICA SALDATURE	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	10	10	10	10	0	0	0	0
Peso proprio soletta	60	70	60	70	0	0	0	0
Permanenti	54	124	34	104	50	50	0	0
Effetti primari del ritiro	0	124	0	104	0	50	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	124	0	104	0	50	0	0
Accidentali mezzi	419	543	245	350	433	483	0	0
Folla	0	543	0	350	0	483	0	0
Deformazioni termiche	0	543	0	350	0	483	0	0

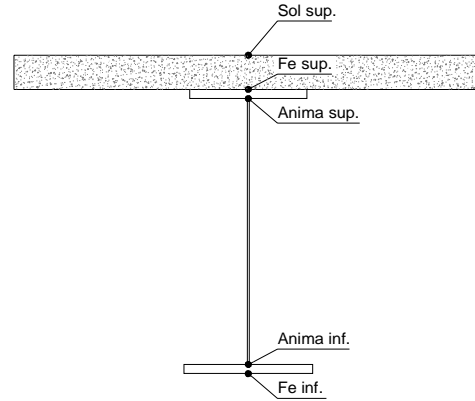
DATI GEOMETRICI

Foglio
1/4

CONCIO	C3
FRAME	101
JOINT	102

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	70
	Interasse travi metalliche (cm)	330
	Larghezza ala superiore (cm)	40
	Spessore ala superiore (cm)	1,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,2
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	40
	Spessore ala inferiore (cm)	1,5
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	500,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	33
Spessore equivalente t*	0,00	
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	500,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	46,40
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	10,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	30,0
	Numero controventi	2
	Angolo α travi princ. e controventi	33
	Spessore equivalente t* (cm)	0,19
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	400
	Spessore totale soletta (cm)	25
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20
	Larghezza sol. collaborante (cm)	200
Larghezza soletta x ritiro (cm)	337,5	
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,00
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,00
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	19,02
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,20E-04
Riduzione per non contemporaneità	0	
COPRIGIUNTI	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
PIOLI	Resistenza piolo (daN)	3918
	Numero pioli in linea n°	3
	passo pioli (cm)	20
SALDATURE	Larghezza gola anima sup. (mm)	6
	Larghezza gola anima inf. (mm)	6
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8

2L 120x10



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	200	35	170.866	129	0	4.882	4.882	5.100	5.100
Sezione metallica + soletta collaborante	18	423	441.708	427.817	235.863	50.718	7.207	61.271	7.388
Sezione metallica + soletta collaborante	6	867	578.295	486.014	160.964	-167.924	7.874	-116.974	8.038
Sezione metallica + soletta collaborante	19,02	411	434.418	424.175	240.213	46.229	7.168	55.010	7.350

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/4

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo			2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	
Peso proprio acciaio	0	0	1	0	0	
Peso proprio soletta	0	0	6	0	0	
Permanenti	0	0	5	0	0	
Effetti primari del ritiro	50	205	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	
Accidentali mezzi	0	0	39	3	3	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

		valori x10 ⁴	
Mt (Nm)	Mt (Nm)		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
3	3		
0	0		
0	0		

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	-4	607	590	-181	-199	-5	729	708	-218	-238
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-5	729	708	-218	-238
Accidentali mezzi	0	0	0	0	0	-5	729	708	-218	-238
Folla	0	0	0	0	0	-5	729	708	-218	-238
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-5	729	708	-218	-238

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	10	13	10	14	18	14		0,00	0,00
Peso proprio soletta	60	79	60	95	125	95		0,00	0,00
Permanenti	54	66	34	176	224	146		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	176	224	146		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	176	224	146		0,00	0,00
Accidentali mezzi	419	516	245	741	921	477		0,74	1,00
Folla	0	0	0	741	921	477		0,00	1,00
Deformazioni termiche	0	0	0	741	921	477		0,00	1,00

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	10	13	10	14	18	14
Peso proprio soletta	60	79	60	95	125	95
Permanenti	54	66	34	176	224	146
Effetti primari del ritiro	0	0	0	176	224	146
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	176	224	146
Accidentali mezzi	420	517	246	742	922	478
Folla	0	0	0	742	922	478
Deformazioni termiche	0	0	0	742	922	478

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	23	23
Peso proprio soletta	164	164
Permanenti	305	253
Effetti primari del ritiro	771	334
Effetti secondari del ritiro	771	334
Accidentali mezzi	1.468	856
Folla	1.468	856
Deformazioni termiche	1.468	856

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/4

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	-4	607	590	-181	-199	-4	607	590	-181	-199
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-4	607	590	-181	-199
Accidentali mezzi	0	0	0	0	0	-4	607	590	-181	-199
Folla	0	0	0	0	0	-4	607	590	-181	-199
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-4	607	590	-181	-199

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	10	13	10	10	13	10		0,00	0,00
Peso proprio soletta	60	79	60	70	93	70		0,00	0,00
Permanenti	54	66	34	124	159	104		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	124	159	104		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	124	159	104		0,00	0,00
Accidentali mezzi	419	516	245	543	675	350		0,74	0,74
Folla	0	0	0	543	675	350		0,00	0,74
Deformazioni termiche	0	0	0	543	675	350		0,00	0,74

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	10	13	10	10	13	10
Peso proprio soletta	60	79	60	70	93	70
Permanenti	54	66	34	124	159	104
Effetti primari del ritiro	0	0	0	124	159	104
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	124	159	104
Accidentali mezzi	420	517	246	544	675	350
Folla	0	0	0	544	675	350
Deformazioni termiche	0	0	0	544	675	350

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

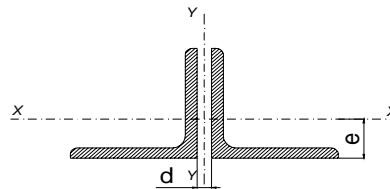
	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	17	17
Peso proprio soletta	122	122
Permanenti	215	181
Effetti primari del ritiro	628	256
Effetti secondari del ritiro	628	256
Accidentali mezzi	1.112	633
Folla	1.112	633
Deformazioni termiche	1.112	633

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DEI CONTROVENTI

DATI GEOMETRICI DEI CONTROVENTI

Area di 1 controvento (cm ²)	23,20
Distanza e (cm)	2,74
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	145,00
Distanza controventi d (cm)	1,00
Interasse calastrelli (cm)	70,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,06
Snellezza dir X-X	39
Raggio d'inerzia y-y (cm)	4,09
Raggio d'inerzia min (cm)	1,96
Snellezza dir Y-Y	46



Lunghezza controvento (cm) 299,5 (controventi a rombo)

ω = 2,47 Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore
 σ_{ce} = 2.202 Tensione critica Euleriana

CONTROVENTI INFERIORI	SCORRIMENTI daN/cm	AZIONI PARZIALI		AZIONI TOTALI		SFORZO daN/cm ²
		N (daN)	M (daN*m)	N (daN)	M (daN*m)	
Peso proprio acciaio	0,00	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0,00	0	0	0	0	0
Permanenti	0,00	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0,00	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0,00	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	1,98	474	13	474	13	38
Folla	0,00	0	0	474	13	38
Deformazioni termiche	0,00	0	0	474	13	38

VERIFICHE PARTICOLARI

VERIFICHE PIOLI	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	398	398
Effetti primari del ritiro	0	398
Effetti secondari del ritiro	0	398
Accidentali mezzi	3.464	3.861
Folla	0	3.861
Deformazioni termiche	0	3.861

VERIFICA SALDATURE	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	10	10	10	10	0	0	0	0
Peso proprio soletta	60	70	60	70	0	0	0	0
Permanenti	54	124	34	104	50	50	0	0
Effetti primari del ritiro	0	124	0	104	0	50	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	124	0	104	0	50	0	0
Accidentali mezzi	419	543	245	350	433	483	0	0
Folla	0	543	0	350	0	483	0	0
Deformazioni termiche	0	543	0	350	0	483	0	0

TRAVE 2

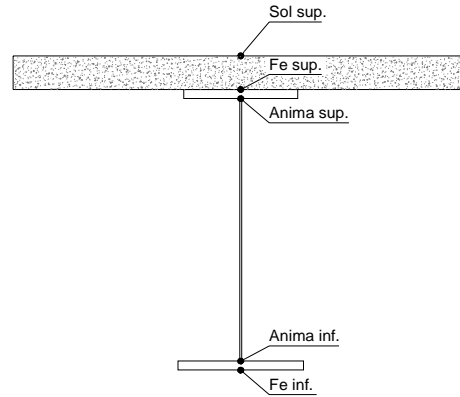
CONCIO	C1
FRAME	104
JOINT	104

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	180
	Interasse travi metalliche (cm)	330
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	1,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,6
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	70
	Spessore ala inferiore (cm)	2,5
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	500,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	33
Spessore equivalente t* (cm)	0,00	
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	500,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	46,40
	Posizione baric. controventi rispetto all'intradosso trave (cm)	10,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	30,0
	Numero controventi	2
	Angolo α travi princ. e controventi	33
Spessore equivalente t* (cm)	0,19	
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (daN/cm ²)	400
	Spessore sol. collaborante (cm)	25
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20
	Larghezza sol. collaborante (cm)	200
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	337,5
	Spessore predalle (cm)	5
	diametro ferri superiori soletta (cm)	2,0
	n° ferri superiori	20
	diametro ferri inferiori soletta (cm)	2,0
n° ferri inferiori	10	
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,00
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,00
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	19,02
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,20E-04
Riduzione per non contemporaneità	0	
COPRIGIUNTI	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
PIOLI	Resistenza piolo (daN)	3918
	Numero pioli in linea n°	3
	passo pioli (cm)	20
SALDATURE	Larghezza gola anima sup. (mm)	8
	Larghezza gola anima inf. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8

2L 120x10

ϕ 20/10 cm

ϕ 20/20 cm



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{fe} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	547	77	2.723.333	672	0	26.322	35.581	26.709	36.783
Sezione metallica + soletta collaborante 18,00	769	111	4.947.835	2.920.981	945.236	71.479	44.664	73.062	45.695
Sezione metallica + soletta collaborante 6,00	1.213	142	6.960.338	3.234.832	659.028	181.405	49.144	188.785	50.027
Sezione metallica + soletta collaborante 19,02	757	109	4.861.576	2.898.807	967.766	68.913	44.417	70.410	45.455
Sezione metallica + ferri	641	94	3.888.234	672	36.068	45.316	41.277	46.123	42.403

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/4

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

1°Nodo 2°Nodo

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Peso proprio acciaio	-9	0	14	0	0	
Peso proprio soletta	-44	0	35	0	0	
Permanenti	-40	0	29	8	9	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	
Accidentali mezzi	-180	0	66	38	39	
Folla	-3	0	1	1	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
	0	0	
	0	0	
	8	9	
	0	0	
	0	0	
	38	39	
	1	0	
	0	0	

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-34	-34	24	25	0	-46	-45	33	34
Peso proprio soletta	0	-167	-165	120	124	0	-272	-268	195	201
Permanenti	-111	-88	-87	94	97	-166	-404	-398	336	346
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-166	-404	-398	336	346
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-166	-404	-398	336	346
Accidentali mezzi	-499	-397	-390	425	436	-840	-940	-925	909	935
Folla	-8	-7	-7	7	7	-851	-949	-934	919	945
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-851	-949	-934	919	945

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	30	54	42	40	73	57		0,00	0,00
Peso proprio soletta	74	135	106	140	255	200		0,00	0,00
Permanenti	81	112	76	261	423	314		0,44	0,66
Effetti primari del ritiro	0	0	0	261	423	314		0,00	0,66
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	261	423	314		0,00	0,66
Accidentali mezzi	184	255	173	509	767	547		1,88	3,19
Folla	3	4	3	513	772	550		0,05	3,26
Deformazioni termiche	0	0	0	513	772	550		0,00	3,26

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	30	54	42	40	73	57
Peso proprio soletta	74	135	106	140	255	200
Permanenti	81	112	76	262	424	314
Effetti primari del ritiro	0	0	0	262	424	314
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	262	424	314
Accidentali mezzi	185	257	174	512	770	550
Folla	3	4	3	516	775	554
Deformazioni termiche	0	0	0	516	775	554

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	83	104
Peso proprio soletta	362	397
Permanenti	604	640
Effetti primari del ritiro	604	640
Effetti secondari del ritiro	604	640
Accidentali mezzi	1.282	1.317
Folla	1.293	1.328
Deformazioni termiche	1.293	1.328

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-34	-34	24	25	0	-34	-34	24	25
Peso proprio soletta	0	-167	-165	120	124	0	-201	-198	144	149
Permanenti	-111	-88	-87	94	97	-111	-290	-285	238	246
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-111	-290	-285	238	246
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-111	-290	-285	238	246
Accidentali mezzi	-499	-397	-390	425	436	-610	-687	-675	663	682
Folla	-8	-7	-7	7	7	-618	-693	-682	670	689
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-618	-693	-682	670	689

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	30	54	42	30	54	42		0,00	0,00
Peso proprio soletta	74	135	106	104	189	148		0,00	0,00
Permanenti	81	112	76	185	301	224		0,44	0,44
Effetti primari del ritiro	0	0	0	185	301	224		0,00	0,44
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	185	301	224		0,00	0,44
Accidentali mezzi	184	255	173	368	556	397		1,88	2,32
Folla	3	4	3	371	559	399		0,05	2,37
Deformazioni termiche	0	0	0	371	559	399		0,00	2,37

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	30	54	42	30	54	42
Peso proprio soletta	74	135	106	104	189	148
Permanenti	81	112	76	185	301	224
Effetti primari del ritiro	0	0	0	185	301	224
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	185	301	224
Accidentali mezzi	185	257	174	371	558	399
Folla	3	4	3	373	562	402
Deformazioni termiche	0	0	0	373	562	402

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	61	77
Peso proprio soletta	268	294
Permanenti	429	456
Effetti primari del ritiro	429	456
Effetti secondari del ritiro	429	456
Accidentali mezzi	932	957
Folla	940	966
Deformazioni termiche	940	966

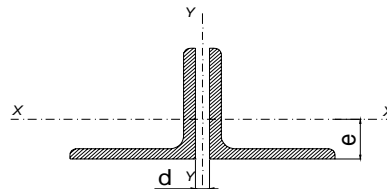
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DEI CONTROVENTI

VERIFICHE CONTROVENTI

DATI GEOMETRICI DEI CONTROVENTI

Area di 1 controvento (cm ²)	23,20
Distanza e (cm)	3,64
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	472,00
Distanza controventi d (cm)	1,00
Interasse calastrelli (cm)	100,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,97
Snellezza dir X-X	30
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,12
Raggio d'inerzia min (cm)	2,55
Snellezza dir Y-Y	44



Lunghezza controvento (cm) 299,5 (controventi a rombo)

$\phi =$	2,74	Coeff. ϕ relativo alla snellezza maggiore
$\sigma_{ce} =$	2.020	Tensione critica Euleriana

CONTROVENTI INFERIORI

	SCORRIMENTI daN/cm		AZIONI PARZIALI N (daN) M (daN*m)		AZIONI TOTALI N (daN) M (daN*m)		SFORZO daN/cm ²
Peso proprio acciaio	0,00		0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0,00		0	0	0	0	0
Permanenti	7,34		1.757	64	1.757	64	129
Effetti primari del ritiro	0,00		0	0	1.757	64	129
Effetti secondari del ritiro	0,00		0	0	1.757	64	129
Accidentali mezzi	33,02		7.909	288	9.667	352	731
Folla	0,43		103	4	9.769	356	739
Deformazioni termiche	0,00		0	0	9.769	356	739

VERIFICHE PARTICOLARI

VERIFICHE PIOLI	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	731	731
Effetti primari del ritiro	0	731
Effetti secondari del ritiro	0	731
Accidentali mezzi	2.249	2.980
Folla	34	3.015
Deformazioni termiche	0	3.015

VERIFICA SALDATURE	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	30	30	42	42	0	0	0	0
Peso proprio soletta	74	104	106	148	0	0	0	0
Permanenti	81	185	76	224	45	45	0	0
Effetti primari del ritiro	0	185	0	224	0	45	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	185	0	224	0	45	0	0
Accidentali mezzi	184	368	173	397	102	147	0	0
Folla	3	371	3	399	2	149	0	0
Deformazioni termiche	0	371	0	399	0	149	0	0

TRAVE 2

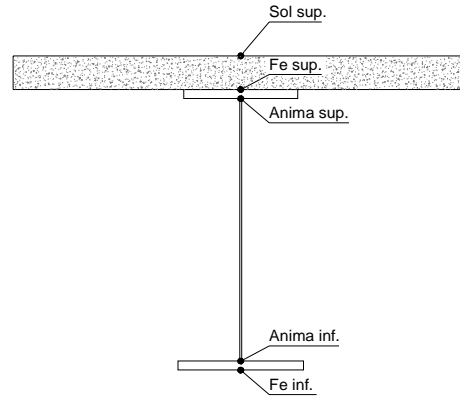
CONCIO	C1
FRAME	204
JOINT	204

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	180
	Interasse travi metalliche (cm)	330
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	1,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,6
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	70
	Spessore ala inferiore (cm)	2,5
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	500,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	33
Spessore equivalente t* (cm)	0,00	
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	500,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	46,40
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	10,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	30,0
	Numero controventi	2
	Angolo α travi princ. e controventi	33
Spessore equivalente t* (cm)	0,19	
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (daN/cm ²)	400
	Spessore sol. collaborante (cm)	25
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20
	Larghezza sol. collaborante (cm)	200
	Larghezza soletta x ritiro (cm)	337,5
	Spessore predalle (cm)	5
	diametro ferri superiori soletta(cm)	2,0
	n° ferri superiori	20
	diametro ferri inferiori soletta(cm)	2,0
n° ferri inferiori	10	
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,00
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,00
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	19,02
	Coeff. di contrazione per ritiro ε _r	2,20E-04
Riduzione per non contemporaneità	0	
COPRIGIUNTI	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
	Numero bulloni in 1 piatto	
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	
	Diametro bulloni (cm)	
PIOLI	Resistenza piolo (daN)	3918
	Numero pioli in linea n°	3
	passo pioli (cm)	20
SALDATURE	Larghezza gola anima sup. (mm)	8
	Larghezza gola anima inf. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8

2L 120x10

φ 20/10 cm

φ 20/20 cm



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{sf} (cm ³)	W _{fe} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	547	77	2.723.333	672	0	26.322	35.581	26.709	36.783
Sezione metallica + soletta collaborante 18,00	769	111	4.947.835	2.920.981	945.236	71.479	44.664	73.062	45.695
Sezione metallica + soletta collaborante 6,00	1.213	142	6.960.338	3.234.832	659.028	181.405	49.144	188.785	50.027
Sezione metallica + soletta collaborante 19,02	757	109	4.861.576	2.898.807	967.766	68.913	44.417	70.410	45.455
Sezione metallica + ferri	641	94	3.888.234	672	36.068	45.316	41.277	46.123	42.403

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/4

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

1°Nodo 2°Nodo

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
Peso proprio acciaio	-9	0	14	0	0	
Peso proprio soletta	-36	0	35	0	0	
Permanenti	-7	0	16	9	8	
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	
Accidentali mezzi	-145	0	52	39	38	
Folla	0	0	0	0	1	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

	Mt (Nm)	Mt (Nm)	valori x10 ⁴
	0	0	
	0	0	
	9	8	
	0	0	
	0	0	
	39	38	
	0	1	
	0	0	

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-34	-34	24	25	0	-46	-45	33	34
Peso proprio soletta	0	-137	-135	98	101	0	-231	-227	165	171
Permanenti	-19	-15	-15	17	17	-29	-254	-250	190	196
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-29	-254	-250	190	196
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-29	-254	-250	190	196
Accidentali mezzi	-402	-320	-314	342	351	-572	-686	-675	652	670
Folla	0	0	0	0	0	-572	-686	-675	652	670
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-572	-686	-675	652	670

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	30	54	42	40	73	57		0,00	0,00
Peso proprio soletta	74	135	106	140	255	200		0,00	0,00
Permanenti	45	62	42	207	348	263		0,49	0,74
Effetti primari del ritiro	0	0	0	207	348	263		0,00	0,74
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	207	348	263		0,00	0,74
Accidentali mezzi	145	201	136	402	619	446		1,93	3,34
Folla	0	0	0	402	619	446		0,00	3,34
Deformazioni termiche	0	0	0	402	619	446		0,00	3,34

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	30	54	42	40	73	57
Peso proprio soletta	74	135	106	140	255	200
Permanenti	45	62	42	208	349	264
Effetti primari del ritiro	0	0	0	208	349	264
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	208	349	264
Accidentali mezzi	147	203	138	406	622	450
Folla	0	0	0	406	622	450
Deformazioni termiche	0	0	0	406	622	450

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	83	104
Peso proprio soletta	333	384
Permanenti	438	494
Effetti primari del ritiro	438	494
Effetti secondari del ritiro	438	494
Accidentali mezzi	974	1.015
Folla	974	1.015
Deformazioni termiche	974	1.015

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)				
	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	ferri sup.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	-34	-34	24	25	0	-34	-34	24	25
Peso proprio soletta	0	-137	-135	98	101	0	-171	-168	122	126
Permanenti	-19	-15	-15	17	17	-19	-186	-184	139	143
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	-19	-186	-184	139	143
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-19	-186	-184	139	143
Accidentali mezzi	-402	-320	-314	342	351	-421	-506	-498	481	495
Folla	0	0	0	0	0	-421	-506	-498	481	495
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	-421	-506	-498	481	495

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	30	54	42	30	54	42		0,00	0,00
Peso proprio soletta	74	135	106	104	189	148		0,00	0,00
Permanenti	45	62	42	148	251	190		0,49	0,49
Effetti primari del ritiro	0	0	0	148	251	190		0,00	0,49
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	148	251	190		0,00	0,49
Accidentali mezzi	145	201	136	293	451	326		1,93	2,42
Folla	0	0	0	293	451	326		0,00	2,42
Deformazioni termiche	0	0	0	293	451	326		0,00	2,42

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	30	54	42	30	54	42
Peso proprio soletta	74	135	106	104	189	148
Permanenti	45	62	42	149	251	190
Effetti primari del ritiro	0	0	0	149	251	190
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	149	251	190
Accidentali mezzi	147	203	138	296	454	328
Folla	0	0	0	296	454	328
Deformazioni termiche	0	0	0	296	454	328

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	61	77
Peso proprio soletta	247	284
Permanenti	317	358
Effetti primari del ritiro	317	358
Effetti secondari del ritiro	317	358
Accidentali mezzi	714	745
Folla	714	745
Deformazioni termiche	714	745

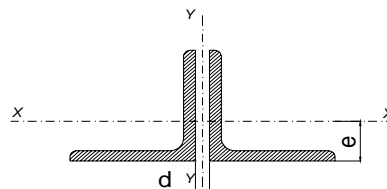
Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DEI CONTROVENTI

VERIFICHE CONTROVENTI

DATI GEOMETRICI DEI CONTROVENTI

Area di 1 controvento (cm ²)	23,20
Distanza e (cm)	3,64
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	472,00
Distanza controventi d (cm)	1,00
Interasse calastrelli (cm)	100,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,97
Snellezza dir X-X	30
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,12
Raggio d'inerzia min (cm)	2,55
Snellezza dir Y-Y	44



Lunghezza controvento (cm) 299,5 (controventi a rombo)

$\phi =$	2,74	Coeff. ϕ relativo alla snellezza maggiore
$\sigma_{ce} =$	2.020	Tensione critica Euleriana

CONTROVENTI INFERIORI

	SCORRIMENTI daN/cm		AZIONI PARZIALI		AZIONI TOTALI		SFORZO daN/cm ²
	N	M	N (daN)	M (daN*m)	N (daN)	M (daN*m)	
Peso proprio acciaio	0,00	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0,00	0	0	0	0	0	0
Permanenti	7,34	1.757	64	64	1.757	64	129
Effetti primari del ritiro	0,00	0	0	0	1.757	64	129
Effetti secondari del ritiro	0,00	0	0	0	1.757	64	129
Accidentali mezzi	33,02	7.909	288	288	9.667	352	731
Folla	0,43	103	4	4	9.769	356	739
Deformazioni termiche	0,00	0	0	0	9.769	356	739

VERIFICHE PARTICOLARI

VERIFICHE PIOLI	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	403	403
Effetti primari del ritiro	0	403
Effetti secondari del ritiro	0	403
Accidentali mezzi	1.772	2.176
Folla	0	2.176
Deformazioni termiche	0	2.176

VERIFICA SALDATURE	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	30	30	42	42	0	0	0	0
Peso proprio soletta	74	104	106	148	0	0	0	0
Permanenti	45	148	42	190	25	25	0	0
Effetti primari del ritiro	0	148	0	190	0	25	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	148	0	190	0	25	0	0
Accidentali mezzi	145	293	136	326	81	106	0	0
Folla	0	293	0	326	0	106	0	0
Deformazioni termiche	0	293	0	326	0	106	0	0

DATI GEOMETRICI

Foglio
1/4

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	180
	Interasse travi metalliche (cm)	330
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	1,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,6
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	70
	Spessore ala inferiore (cm)	2,5
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	520,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi sup. rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	32
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	520,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	46,40
	Posizione baric. controventi inf. rispetto all'intradosso trave (cm)	10,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	30,0
	Numero controventi	2
	Angolo α travi princ. e controventi	32
	Spessore equivalente t* (cm)	0,18
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	400
	Spessore totale soletta (cm)	25
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20
	Larghezza sol. collaborante (cm)	280
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,00
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,00
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	19,02
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,20E-04
COPRIGIUNTI	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	18,1
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	1,5
	Diametro bulloni (cm)	2,7
	Numero bulloni in 1 piatto	6
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	30,0
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	1,5
	Diametro bulloni (cm)	2,7
	Numero bulloni in 1 piatto	12
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	1,0
Diametro bulloni (cm)	2,7	
PIOLI	Resistenza piolo (daN)	3918
	Numero pioli in linea n°	3
	passo pioli (cm)	20
SALDATURE	Larghezza gola anima sup. (mm)	8
	Larghezza gola anima inf. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8

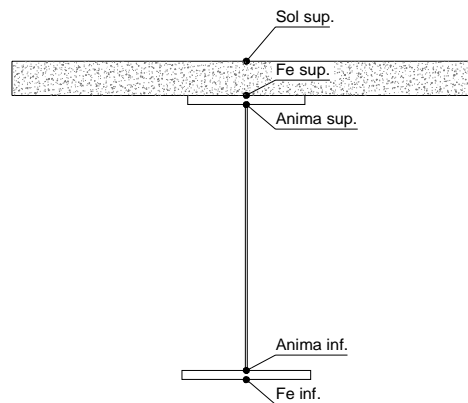
2L 120x10

M27

M27

M27

CONCIO	C1
FRAME	105
JOINT	106



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	547	77	2.723.333	672	0	26.322	35.581	26.709	36.783
Sezione metallica + soletta collaborante	18	858	5.515.960	2.823.208	1.161.354	91.184	46.156	93.502	47.142
Sezione metallica + soletta collaborante	6	1.480	7.591.903	3.116.792	847.427	264.042	50.195	278.575	51.039
Sezione metallica + soletta collaborante	19,02	841	5.418.432	2.802.457	1.184.713	87.408	45.915	89.575	46.909

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/4

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo			2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	
Peso proprio acciaio	66	0	10	0	0	
Peso proprio soletta	175	0	28	0	0	
Permanenti	104	0	16	11	11	
Effetti primari del ritiro	158	205	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	
Accidentali mezzi	321	0	49	28	28	
Folla	1	0	0	1	1	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

	valori x10 ⁴	
	Mt (Nm)	Mt (Nm)
	0	0
	0	0
	11	11
	0	0
	0	0
	28	28
	1	1
	0	0

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	251	247	-179	-185	0	338	334	-242	-250
Peso proprio soletta	0	665	655	-476	-492	0	1.236	1.218	-885	-914
Permanenti	9	114	111	-221	-225	13	1.407	1.385	-1.215	-1.252
Effetti primari del ritiro	-10	424	420	-93	-100	1	1.916	1.889	-1.327	-1.372
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	1	1.916	1.889	-1.327	-1.372
Accidentali mezzi	38	122	115	-629	-640	52	2.080	2.044	-2.176	-2.236
Folla	0	0	0	-2	-2	52	2.081	2.045	-2.178	-2.238
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	52	2.081	2.045	-2.178	-2.238

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	21	39	30	29	52	41		0,00	0,00
Peso proprio soletta	59	108	85	109	198	155		0,00	0,00
Permanenti	52	62	38	187	291	211		0,62	0,94
Effetti primari del ritiro	0	0	0	187	291	211		0,00	0,94
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	187	291	211		0,00	0,94
Accidentali mezzi	175	189	106	423	546	354		1,44	2,88
Folla	0	0	0	423	546	354		0,05	2,94
Deformazioni termiche	0	0	0	423	546	354		0,00	2,94

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	21	39	30	29	52	41
Peso proprio soletta	59	108	85	109	198	155
Permanenti	53	62	38	188	291	212
Effetti primari del ritiro	0	0	0	188	291	212
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	188	291	212
Accidentali mezzi	176	190	107	426	549	357
Folla	0	0	0	426	549	357
Deformazioni termiche	0	0	0	426	549	357

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	337	252
Peso proprio soletta	1.233	924
Permanenti	1.423	1.270
Effetti primari del ritiro	1.917	1.377
Effetti secondari del ritiro	1.917	1.377
Accidentali mezzi	2.174	2.262
Folla	2.174	2.265
Deformazioni termiche	2.174	2.265

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/4

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm2)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	251	247	-179	-185	0	251	247	-179	-185
Peso proprio soletta	0	665	655	-476	-492	0	916	902	-655	-677
Permanenti	9	114	111	-221	-225	9	1.030	1.014	-876	-903
Effetti primari del ritiro	-10	424	420	-93	-100	-2	1.454	1.433	-968	-1.003
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	-2	1.454	1.433	-968	-1.003
Accidentali mezzi	38	122	115	-629	-640	36	1.575	1.549	-1.597	-1.642
Folla	0	0	0	-2	-2	36	1.576	1.549	-1.599	-1.644
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	36	1.576	1.549	-1.599	-1.644

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2) Anima	TOTALI (daN/cm2) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	21	39	30	21	39	30		0,00	0,00
Peso proprio soletta	59	108	85	81	147	115		0,00	0,00
Permanenti	52	62	38	133	208	152		0,62	0,62
Effetti primari del ritiro	0	0	0	133	208	152		0,00	0,62
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	133	208	152		0,00	0,62
Accidentali mezzi	175	189	106	308	397	258		1,44	2,06
Folla	0	0	0	308	397	258		0,05	2,11
Deformazioni termiche	0	0	0	308	397	258		0,00	2,11

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	21	39	30	21	39	30
Peso proprio soletta	59	108	85	81	147	115
Permanenti	53	62	38	134	209	153
Effetti primari del ritiro	0	0	0	134	209	153
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	134	209	153
Accidentali mezzi	176	190	107	310	399	260
Folla	0	0	0	310	399	260
Deformazioni termiche	0	0	0	310	399	260

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

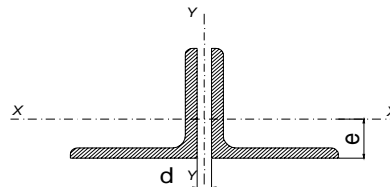
	TOTALI (daN/cm2)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	250	187
Peso proprio soletta	913	685
Permanenti	1.040	915
Effetti primari del ritiro	1.452	1.004
Effetti secondari del ritiro	1.452	1.004
Accidentali mezzi	1.639	1.660
Folla	1.639	1.662
Deformazioni termiche	1.639	1.662

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DEI CONTROVENTI

DATI GEOMETRICI DEI CONTROVENTI

Area di 1 controvento (cm2)	23,20
Distanza e (cm)	2,74
Inerzia di un singolo contr. (cm4)	145,00
Distanza controventi d (cm)	1,00
Interasse calastrelli (cm)	70,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,06
Snellezza dir X-X	41
Raggio d'inerzia y-y (cm)	4,09
Raggio d'inerzia min (cm)	1,96
Snellezza dir Y-Y	47



Lunghezza controvento (cm) 307,9 (controventi a rombo)

$\omega =$	2,47	Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore
$\sigma_{ce} =$	2.202	Tensione critica Euleriana

CONTROVENTI INFERIORI

	SCORRIMENTI daN/cm	AZIONI PARZIALI		AZIONI TOTALI		SFORZO daN/cm2
		N (daN)	M (daN*m)	N (daN)	M (daN*m)	
Peso proprio acciaio	0,00	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0,00	0	0	0	0	0
Permanenti	9,49	2.354	64	2.354	64	188
Effetti primari del ritiro	0,00	0	0	2.354	64	188
Effetti secondari del ritiro	0,00	0	0	2.354	64	188
Accidentali mezzi	1,85	459	13	2.812	77	226
Folla	0,86	213	6	3.025	83	243
Deformazioni termiche	0,00	0	0	3.025	83	243

VERIFICHE PARTICOLARI

Foglio
4/4

VERIFICHE PIOLI	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	454	454
Effetti primari del ritiro	0	454
Effetti secondari del ritiro	0	454
Accidentali mezzi	1.757	2.211
Folla	0	2.211
Deformazioni termiche	0	2.211

VERIFICHE COPRIGIUNTI

G1

COPRIGIUNTO SUPERIORE

DATI GEOMETRICI	Larghezza ala superiore (cm)	60,0		
	Spessore ala superiore (cm)	1,5		
	Larghezza raddoppio (cm)	0,0		
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0		
	Larghezza coprighiunto (cm)	18,1		
	Spessore coprighiunto (cm)	1,5		
	Diametro bulloni (cm)	2,7	M27	4,59
	Classe bulloni	10,9	$\tau_{amm} =$	3.300
	Numero bulloni in 1 piatto	6		
	Numero bulloni 1° fila	2		
	Numero bulloni 2° fila	2		
	Numero bulloni ultima fila	2		
	Coefficiente di attrito μ	0,30		
	Forza di attrito secondo	CNR	$V_{f,0} =$	6.169

COPRIGIUNTO INFERIORE

DATI GEOMETRICI	Larghezza ala inferiore (cm)	70,0		
	Spessore ala inferiore (cm)	2,5		
	Larghezza raddoppio (cm)	0,0		
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0		
	Larghezza coprighiunto (cm)	30,0		
	Spessore coprighiunto (cm)	1,5		
	Diametro bulloni (cm)	2,7	M27	4,59
	Classe bulloni	10,9	$\tau_{amm} =$	3.300
	Numero bulloni in 1 piatto	12		
	Numero bulloni 1° fila	3		
	Numero bulloni 2° fila	3		
	Numero bulloni ultima fila	3		
	Coefficiente di attrito μ	0,30		
	Forza di attrito secondo	CNR	$V_{f,0} =$	6.169

VERIFICHE	Sforzo piattabanda sup. (daN)	141.821
	Sforzo di taglio sul bullone (daN)	11.818
	Tensione tang. max (daN/cm2)	1.287
	Sforzo nel coprighiunto (daN/cm2)	1.922
	Sforzo di rifollamento piatt. (daN/cm2)	2.918
	Resistenza allo scorrimento (daN)	148.055

VERIFICHE	Sforzo piattabanda inf. (daN)	287.720
	Sforzo di taglio sul bullone (daN)	11.988
	Tensione tang. max (daN/cm2)	1.306
	Sforzo nel coprighiunto (daN/cm2)	2.251
	Sforzo di rifollamento piatt. (daN/cm2)	1.776
	Resistenza allo scorrimento (daN)	296.110
	Verifica piattabanda forata 1° fila (daN/cm2)	1.969
	Verifica piattabanda forata 2° fila (daN/cm2)	1.422

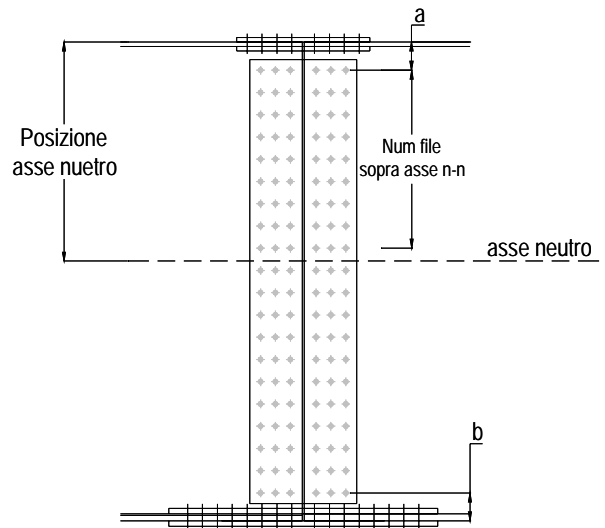
COPRIGIUNTO D'ANIMA

DATI GEOMETRICI	Distanza a (cm)	10,0		
	Distanza b (cm)	10,0		
	Spessore coprighiunto (cm)	1,0		
	Numero di file	18		
	Bulloni per file	2		
	Bulloni totali	36		
	Diametro bulloni	2,7	M27	4,59
	Classe bulloni	10,9	$\tau_{amm} =$	3.300
	Asse neutro rispetto ala sup. (cm)	88,1		
	Numero file sopra l'asse neutro	8		
	Coefficiente di attrito μ	0,30		
Forza di attrito secondo	CNR	$V_{f,0} =$	6.169	

AZIONI SOLLECITANT	Taglio max (daN)	103.000
	Azione anima sup. S_{BS} (daN)	107.300
	Azione anima inf. S_{BI} (daN)	114.401
	Azione max bulloni sup. (daN)	5.620
	Azione max bulloni inf. (daN)	3.062
	Azione verticale sul bullone (daN)	2.861
	Azione di taglio sul bullone più soll. (daN)	6.307

VERIFICHE	Tensione tangenziale bullone (daN/cm2)	686,99
	Sforzo nell'anima superiore (daN/cm2)	1.057,93
	Sforzo nell'anima inferiore (daN/cm2)	1.183,59
	Sforzo nel coprighiunto sup. (daN/cm2)	889,86
	Sforzo nel coprighiunto inf. (daN/cm2)	980,98
	Sforzo di rifollamento (daN/cm2)	1.459,85
	Scorrimento superiore (daN)	116.657
	Scorrimento inferiore (daN)	127.914
	Resistenza allo scorrimento sup (daN)	197.407
Resistenza allo scorrimento inf (daN)	246.758	

SCHEMA GIUNTO D'ANIMA



VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	21	21	30	30	0	0	0	0
Peso proprio soletta	59	81	85	115	0	0	0	0
Permanenti	52	133	38	152	43	43	0	0
Effetti primari del ritiro	0	133	0	152	0	43	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	133	0	152	0	43	0	0
Accidentali mezzi	175	308	106	258	165	207	0	0
Folla	0	308	0	258	0	207	0	0
Deformazioni termiche	0	308	0	258	0	207	0	0

DATI GEOMETRICI

Foglio
1/4

TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	180
	Interasse travi metalliche (cm)	330
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	2,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,2
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	80
	Spessore ala inferiore (cm)	4,0
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	520,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	32
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	520,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	46,40
	Posizione baric. controventi rispetto all'intradosso trave (cm)	10,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	30,0
	Numero controventi	2
	Angolo α travi princ. e controventi	32
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	400
	Spessore totale soletta (cm)	25
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20
	Larghezza sol. collaborante (cm)	280
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,00
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,00
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	19,02
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,20E-04
COPRIGIUNTI	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	18,1
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	3,0
	Diametro bulloni (cm)	2,7
	Numero bulloni in 1 piatto	14
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	30,0
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	3,2
	Diametro bulloni (cm)	2,7
	Numero bulloni in 1 piatto	26
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	1,0
PIOLI	Resistenza piolo (daN)	3918
	Numero pioli in linea n°	3
	passo pioli (cm)	20
SALDATURE	Larghezza gola anima sup. (mm)	6
	Larghezza gola anima inf. (mm)	6
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8

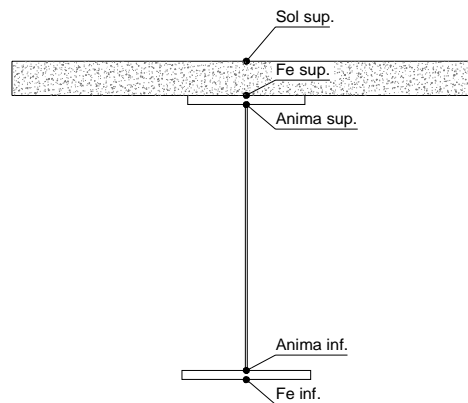
2L 120x10

M27

M27

M27

CONCIO	C2
FRAME	108
JOINT	109



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _c (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	678	68	3.864.212	2.119	0	34.606	56.546	35.399	60.061
Sezione metallica + soletta collaborante	18	989	7.296.228	2.738.944	1.356.310	101.576	67.452	105.238	70.042
Sezione metallica + soletta collaborante	6	1.612	10.196.908	3.015.033	966.459	266.205	71.964	284.792	74.054
Sezione metallica + soletta collaborante	19,02	973	7.167.723	2.719.395	1.386.597	97.760	67.189	101.211	69.806

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/4

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo			2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	
Peso proprio acciaio	126	0	0	0	0	
Peso proprio soletta	342	0	0	0	0	
Permanenti	187	0	0	0	0	
Effetti primari del ritiro	181	205	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	
Accidentali mezzi	551	0	30	14	14	
Folla	7	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

		valori x10 ⁴	
Mt (Nm)	Mt (Nm)		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
14	14		
0	0		
0	0		

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	364	356	-210	-223	0	492	481	-283	-301
Peso proprio soletta	0	988	966	-569	-605	0	1.826	1.785	-1.052	-1.117
Permanenti	14	184	178	-267	-277	21	2.102	2.051	-1.452	-1.533
Effetti primari del ritiro	-12	396	390	-49	-59	6	2.577	2.519	-1.511	-1.604
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	6	2.577	2.519	-1.511	-1.604
Accidentali mezzi	57	207	193	-744	-766	83	2.856	2.780	-2.515	-2.637
Folla	1	3	2	-9	-10	84	2.860	2.783	-2.528	-2.650
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	84	2.860	2.783	-2.528	-2.650

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Permanenti	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Accidentali mezzi	136	154	110	183	208	148		0,56	0,75
Folla	0	0	0	183	208	148		0,00	0,75
Deformazioni termiche	0	0	0	183	208	148		0,00	0,75

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	136	155	110	184	209	149
Folla	0	0	0	184	209	149
Deformazioni termiche	0	0	0	184	209	149

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	481	283
Peso proprio soletta	1.785	1.052
Permanenti	2.051	1.452
Effetti primari del ritiro	2.519	1.511
Effetti secondari del ritiro	2.519	1.511
Accidentali mezzi	2.798	2.528
Folla	2.801	2.541
Deformazioni termiche	2.801	2.541

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/4

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm2)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	364	356	-210	-223	0	364	356	-210	-223
Peso proprio soletta	0	988	966	-569	-605	0	1.352	1.322	-779	-828
Permanenti	14	184	178	-267	-277	14	1.536	1.500	-1.046	-1.105
Effetti primari del ritiro	-12	396	390	-49	-59	1	1.932	1.889	-1.095	-1.164
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	1	1.932	1.889	-1.095	-1.164
Accidentali mezzi	57	207	193	-744	-766	58	2.139	2.083	-1.839	-1.929
Folla	1	3	2	-9	-10	59	2.142	2.085	-1.848	-1.939
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	59	2.142	2.085	-1.848	-1.939

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2) Anima	TOTALI (daN/cm2) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Permanenti	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Accidentali mezzi	136	154	110	136	154	110		0,56	0,56
Folla	0	0	0	136	154	110		0,00	0,56
Deformazioni termiche	0	0	0	136	154	110		0,00	0,56

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	136	155	110	136	155	110
Folla	0	0	0	136	155	110
Deformazioni termiche	0	0	0	136	155	110

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

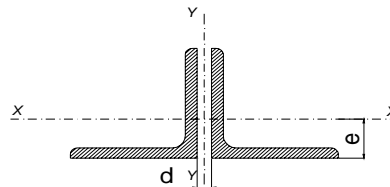
	TOTALI (daN/cm2)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	356	210
Peso proprio soletta	1.322	779
Permanenti	1.500	1.046
Effetti primari del ritiro	1.889	1.095
Effetti secondari del ritiro	1.889	1.095
Accidentali mezzi	2.096	1.849
Folla	2.099	1.858
Deformazioni termiche	2.099	1.858

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DEI CONTROVENTI

DATI GEOMETRICI DEI CONTROVENTI

Area di 1 controvento (cm2)	23,20
Distanza e (cm)	2,74
Inerzia di un singolo contr. (cm4)	145,00
Distanza controventi d (cm)	1,00
Interasse calastrelli (cm)	70,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,06
Snellezza dir X-X	41
Raggio d'inerzia y-y (cm)	4,09
Raggio d'inerzia min (cm)	1,96
Snellezza dir Y-Y	47



Lunghezza controvento (cm) 307,9 (controventi a rombo)

$\omega = 2,47$ Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore
 $\sigma_{ce} = 2.202$ Tensione critica Euleriana

CONTROVENTI INFERIORI

	SCORRIMENTI daN/cm	AZIONI PARZIALI		AZIONI TOTALI		SFORZO daN/cm2
		N (daN)	M (daN*m)	N (daN)	M (daN*m)	
Peso proprio acciaio	0,00	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0,00	0	0	0	0	0
Permanenti	0,00	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0,00	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0,00	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	0,56	139	4	139	4	11
Folla	0,00	0	0	139	4	11
Deformazioni termiche	0,00	0	0	139	4	11

VERIFICHE PARTICOLARI

Foglio
4/4

VERIFICHE PIOLI

	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	0	0
Effetti primari del ritiro	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	0
Accidentali mezzi	976	976
Folla	0	976
Deformazioni termiche	0	976

VERIFICHE COPRIGIUNTI

G2

COPRIGIUNTO SUPERIORE

DATI GEOMETRICI	Larghezza ala superiore (cm)	60,0		
	Spessore ala superiore (cm)	2,5		
	Larghezza raddoppio (cm)	0,0		
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0		
	Larghezza coprighiunto (cm)	18,1		
	Spessore coprighiunto (cm)	3,0		
	Diametro bulloni (cm)	2,7	M27	4,59
	Classe bulloni	10,9	$\tau_{amm} =$	3.300
	Numero bulloni in 1 piatto	14		
	Numero bulloni 1° fila	2		
	Numero bulloni 2° fila	2		
	Numero bulloni ultima fila	2		
	Coefficiente di attrito μ	0,30		
	Forza di attrito secondo	CNR	$V_{f,0} =$	6.169

COPRIGIUNTO INFERIORE

DATI GEOMETRICI	Larghezza ala inferiore (cm)	80,0		
	Spessore ala inferiore (cm)	4,0		
	Larghezza raddoppio (cm)	0,0		
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0		
	Larghezza coprighiunto (cm)	30,0		
	Spessore coprighiunto (cm)	3,2		
	Diametro bulloni (cm)	2,7	M27	4,59
	Classe bulloni	10,9	$\tau_{amm} =$	3.300
	Numero bulloni in 1 piatto	26		
	Numero bulloni 1° fila	1		
	Numero bulloni 2° fila	2		
	Numero bulloni ultima fila	3		
	Coefficiente di attrito μ	0,30		
	Forza di attrito secondo	CNR	$V_{f,0} =$	6.169

VERIFICHE	Sforzo piattabanda sup. (daN)	321.292
	Sforzo di taglio sul bullone (daN)	11.475
	Tensione tang. max (daN/cm2)	1.250
	Sforzo nel coprighiunto (daN/cm2)	2.177
	Sforzo di rifollamento piatt. (daN/cm2)	1.700
	Resistenza allo scorrimento (daN)	345.462

VERIFICHE	Sforzo piattabanda inf. (daN)	620.468
	Sforzo di taglio sul bullone (daN)	11.932
	Tensione tang. max (daN/cm2)	1.300
	Sforzo nel coprighiunto (daN/cm2)	2.276
	Sforzo di rifollamento piatt. (daN/cm2)	1.105
	Resistenza allo scorrimento (daN)	641.572
	Verifica piattabanda forata 1° fila (daN/cm2)	2.058
	Verifica piattabanda forata 2° fila (daN/cm2)	2.111

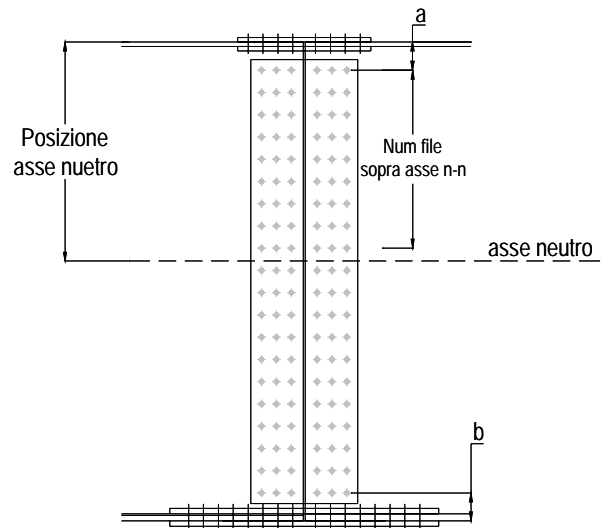
COPRIGIUNTO D'ANIMA

DATI GEOMETRICI	Distanza a (cm)	10,0		
	Distanza b (cm)	10,0		
	Spessore coprighiunto (cm)	1,0		
	Numero di file	18		
	Bulloni per file	2		
	Bulloni totali	36		
	Diametro bulloni	2,7	M27	4,59
	Classe bulloni	10,9	$\tau_{amm} =$	3.300
	Asse neutro rispetto ala sup. (cm)	94,5		
	Numero file sopra l'asse neutro	8		
	Coefficiente di attrito μ	0,30		
Forza di attrito secondo	CNR	$V_{f,0} =$	6.169	

AZIONI SOLLECITANT	Taglio max (daN)	30.000
	Azione anima sup. S_{as} (daN)	115.077
	Azione anima inf. S_{ai} (daN)	90.407
	Azione max bulloni sup. (daN)	5.734
	Azione max bulloni inf. (daN)	2.434
	Azione verticale sul bullone (daN)	833
Azione di taglio sul bullone più soll. (daN)	5.795	

VERIFICHE	Tensione tangenziale bullone (daN/cm2)	631,23
	Sforzo nell'anima superiore (daN/cm2)	1.394,34
	Sforzo nell'anima inferiore (daN/cm2)	1.434,39
	Sforzo nel coprighiunto sup. (daN/cm2)	862,95
	Sforzo nel coprighiunto inf. (daN/cm2)	870,58
	Sforzo di rifollamento (daN/cm2)	1.788,48
	Scorrimento superiore (daN)	115.847
	Scorrimento inferiore (daN)	91.930
	Resistenza allo scorrimento sup (daN)	197.407
Resistenza allo scorrimento inf (daN)	246.758	

SCHEMA GIUNTO D'ANIMA



VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	136	136	110	110	122	122	0	0
Folla	0	136	0	110	0	122	0	0
Deformazioni termiche	0	136	0	110	0	122	0	0

DATI GEOMETRICI

Foglio
1/4

CONCIO	C2
FRAME	208
JOINT	209

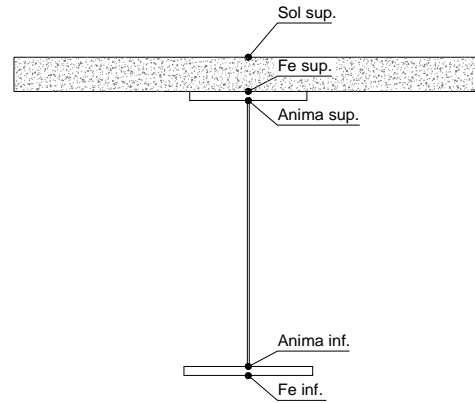
TRAVE IN ACCIAIO	Altezza sezione metallica (cm)	180
	Interasse travi metalliche (cm)	330
	Larghezza ala superiore (cm)	60
	Spessore ala superiore (cm)	2,5
	Larghezza raddoppio superiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0
	Spessore anima (cm)	1,2
	Larghezza raddoppio inferiore (cm)	0,0
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0
	Larghezza ala inferiore (cm)	80
	Spessore ala inferiore (cm)	4,0
Modulo elasticità acciaio (daN/cm ²)	2.100.000	
CONTROVENTI SUPERIORI	Passo controventi superiori a (cm)	520,0
	Area controventi superiori (cm ²)	0,00
	Posizione baric. controventi rispetto estradosso trave (cm)	0,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	0,0
	Numero controventi	0
	Angolo α travi princ. e controventi	32
CONTROVENTI INFERIORI	Passo controventi inferiori a (cm)	520,0
	Area controventi inferiori (cm ²)	46,40
	Posizione baric. controventi rispetto all'intradosso trave (cm)	10,0
	Distanza punto schema bar. bulloni (cm)	30,0
	Numero controventi	2
	Angolo α travi princ. e controventi	32
SOLETTA	Classe di resistenza Rck (kg/cm ²)	400
	Spessore totale soletta (cm)	25
	Spessore da togliere per predalle (cm)	5
	Spessore sol. Collaborante (cm)	20
	Larghezza sol. collaborante (cm)	280
COEFF.	Coeff. omogeneizz. per perm.	18,00
	Coeff. omogeneizz. per acc.	6,00
	Coeff. omogeneizz. per ritiro	19,02
	Coeff. di contrazione per ritiro ϵ_r	2,20E-04
COPRIGIUNTI	Riduzione per non contemporaneità	0
	Larghezza coprigiunto superiore (cm)	18,1
	Spessore coprigiunto superiore (cm)	3,0
	Diametro bulloni (cm)	2,7
	Numero bulloni in 1 piatto	14
	Larghezza coprigiunto inferiore (cm)	30,0
	Spessore coprigiunto inferiore (cm)	3,2
	Diametro bulloni (cm)	2,7
	Numero bulloni in 1 piatto	26
	Spessore coprigiunto d'anima (cm)	1,0
PIOLI	Resistenza piolo (daN)	3918
	Numero pioli in linea n°	3
	passo pioli (cm)	20
SALDATURE	Larghezza gola anima sup. (mm)	6
	Larghezza gola anima inf. (mm)	6
	Larghezza gola raddoppio sup. (mm)	8
	Larghezza gola raddoppio inf. (mm)	8

2L 120x10

M27

M27

M27



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	A (cm ²)	y _i (cm)	J (cm ⁴)	J _{tor} (cm ⁴)	W _{sol} (cm ³)	W _{ste} (cm ³)	W _{ife} (cm ³)	W _{animsup} (cm ³)	W _{animainf} (cm ³)
Sezione metallica	678	68	3.864.212	2.119	0	34.606	56.546	35.399	60.061
Sezione metallica + soletta collaborante	18	989	7.296.228	2.738.944	1.356.310	101.576	67.452	105.238	70.042
Sezione metallica + soletta collaborante	6	1.612	10.196.908	3.015.033	966.459	266.205	71.964	284.792	74.054
Sezione metallica + soletta collaborante	19,02	973	7.167.723	2.719.395	1.386.597	97.760	67.189	101.211	69.806

AZIONI TRAVI PRINCIPALI

Foglio
2/4

AZIONI SOLLECITANTI (M max)

	1°Nodo			2°Nodo		valori x10 ⁴
	M (Nm)	N (N)	T (N)	Mt (Nm)	Mt (Nm)	
Peso proprio acciaio	126	0	0	0	0	
Peso proprio soletta	281	0	0	0	0	
Permanenti	180	0	0	0	0	
Effetti primari del ritiro	181	205	0	0	0	
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	
Accidentali mezzi	497	0	24	14	14	
Folla	0	0	0	0	0	
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	

AZIONI SOLLECITANTI (Mt max)

		valori x10 ⁴	
Mt (Nm)	Mt (Nm)		
0	0		
0	0		
0	0		
0	0		
14	14		
0	0		
0	0		

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI N.T.2008

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm ²)					TOTALI ALLO SLU STR - Az.base accidentali mezzi- (daN/cm ²)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	364	356	-210	-223	0	492	481	-283	-301
Peso proprio soletta	0	812	794	-468	-497	0	1.588	1.552	-915	-972
Permanenti	13	177	171	-257	-267	20	1.854	1.809	-1.300	-1.372
Effetti primari del ritiro	-12	396	390	-49	-59	5	2.329	2.276	-1.359	-1.442
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	5	2.329	2.276	-1.359	-1.442
Accidentali mezzi	51	187	175	-671	-691	74	2.581	2.512	-2.265	-2.375
Folla	0	0	0	0	0	74	2.581	2.512	-2.265	-2.375
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	74	2.581	2.512	-2.265	-2.375

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm ²) Anima	TOTALI (daN/cm ²) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Permanenti	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Accidentali mezzi	108	123	88	146	167	118		0,56	0,75
Folla	0	0	0	146	167	118		0,00	0,75
Deformazioni termiche	0	0	0	146	167	118		0,00	0,75

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm ²)			TOTALI ALLO SLU STR (daN/cm ²)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	109	124	88	147	167	119
Folla	0	0	0	147	167	119
Deformazioni termiche	0	0	0	147	167	119

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

	TOTALI (daN/cm ²)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	481	283
Peso proprio soletta	1.552	915
Permanenti	1.809	1.300
Effetti primari del ritiro	2.276	1.359
Effetti secondari del ritiro	2.276	1.359
Accidentali mezzi	2.525	2.274
Folla	2.525	2.274
Deformazioni termiche	2.525	2.274

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO N.T.2008

Foglio
3/4

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A PRESSOFLESSIONE

(positive le compressioni)	PARZIALI (daN/cm2)					TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)				
	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.	sup. sol.	sup. fe.	anima sup.	anima inf.	inf. fe.
Peso proprio acciaio	0	364	356	-210	-223	0	364	356	-210	-223
Peso proprio soletta	0	812	794	-468	-497	0	1.176	1.150	-678	-720
Permanenti	13	177	171	-257	-267	13	1.353	1.321	-935	-987
Effetti primari del ritiro	-12	396	390	-49	-59	1	1.749	1.710	-983	-1.045
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	1	1.749	1.710	-983	-1.045
Accidentali mezzi	51	187	175	-671	-691	52	1.936	1.885	-1.654	-1.736
Folla	0	0	0	0	0	52	1.936	1.885	-1.654	-1.736
Deformazioni termiche	0	0	0	0	0	52	1.936	1.885	-1.654	-1.736

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI A TAGLIO E TORSIONE

VERIFICHE A TAGLIO	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)			VERIFICHE A TORSIONE	PARZIALI (daN/cm2) Anima	TOTALI (daN/cm2) Anima
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf			
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Permanenti	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0		0,00	0,00
Accidentali mezzi	108	123	88	108	123	88		0,56	0,56
Folla	0	0	0	108	123	88		0,00	0,56
Deformazioni termiche	0	0	0	108	123	88		0,00	0,56

VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE

	PARZIALI (daN/cm2)			TOTALI ALLO SLE (daN/cm2)		
	Anima sup	Anima max	Anima inf	Anima sup	Anima max	Anima inf
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	109	124	88	109	124	88
Folla	0	0	0	109	124	88
Deformazioni termiche	0	0	0	109	124	88

VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI TENSIONI IDEALI

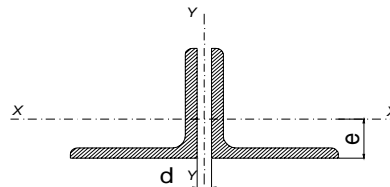
	TOTALI (daN/cm2)	
	Anima sup	Anima inf
Peso proprio acciaio	356	210
Peso proprio soletta	1.150	678
Permanenti	1.321	935
Effetti primari del ritiro	1.710	983
Effetti secondari del ritiro	1.710	983
Accidentali mezzi	1.894	1.661
Folla	1.894	1.661
Deformazioni termiche	1.894	1.661

Le verifiche sono condotte negli attacchi piattabande - anima

VERIFICHE DEI CONTROVENTI

DATI GEOMETRICI DEI CONTROVENTI

Area di 1 controvento (cm2)	23,20
Distanza e (cm)	2,74
Inerzia di un singolo contr. (cm4)	145,00
Distanza controventi d (cm)	1,00
Interasse calastrelli (cm)	70,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,06
Snellezza dir X-X	41
Raggio d'inerzia y-y (cm)	4,09
Raggio d'inerzia min (cm)	1,96
Snellezza dir Y-Y	47



Lunghezza controvento (cm) 307,9 (controventi a rombo)

ω = 2,47 Coeff. ω relativo alla snellezza maggiore
σ_{ce} = 2.202 Tensione critica Euleriana

CONTROVENTI INFERIORI

	SCORRIMENTI daN/cm	AZIONI PARZIALI		AZIONI TOTALI		SFORZO daN/cm2
		N (daN)	M (daN*m)	N (daN)	M (daN*m)	
Peso proprio acciaio	0,00	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0,00	0	0	0	0	0
Permanenti	0,00	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0,00	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0,00	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	0,56	139	4	139	4	11
Folla	0,00	0	0	139	4	11
Deformazioni termiche	0,00	0	0	139	4	11

VERIFICHE PARTICOLARI

Foglio
4/4

VERIFICHE PIOLI	PARZIALI daN	TOTALI daN
Peso proprio acciaio	0	0
Peso proprio soletta	0	0
Permanenti	0	0
Effetti primari del ritiro	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	0
Accidentali mezzi	781	781
Folla	0	781
Deformazioni termiche	0	781

VERIFICHE COPRIGIUNTI

G2

COPRIGIUNTO SUPERIORE

DATI GEOMETRICI	Larghezza ala superiore (cm)	60,0		
	Spessore ala superiore (cm)	2,5		
	Larghezza raddoppio (cm)	0,0		
	Raddoppio ala superiore (cm)	0,0		
	Larghezza coprighiunto (cm)	18,1		
	Spessore coprighiunto (cm)	3,0		
	Diametro bulloni (cm)	2,7	M27	4,59
	Classe bulloni	10,9	$\tau_{amm} =$	3.300
	Numero bulloni in 1 piatto	14		
	Numero bulloni 1° fila	2		
	Numero bulloni 2° fila	2		
	Numero bulloni ultima fila	2		
	Coefficiente di attrito μ	0,30		
Forza di attrito secondo	CNR	$V_{f,0} =$	6.169	

COPRIGIUNTO INFERIORE

DATI GEOMETRICI	Larghezza ala inferiore (cm)	80,0		
	Spessore ala inferiore (cm)	4,0		
	Larghezza raddoppio (cm)	0,0		
	Raddoppio ala inferiore (cm)	0,0		
	Larghezza coprighiunto (cm)	30,0		
	Spessore coprighiunto (cm)	3,2		
	Diametro bulloni (cm)	2,7	M27	4,59
	Classe bulloni	10,9	$\tau_{amm} =$	3.300
	Numero bulloni in 1 piatto	26		
	Numero bulloni 1° fila	1		
	Numero bulloni 2° fila	2		
	Numero bulloni ultima fila	3		
	Coefficiente di attrito μ	0,30		
Forza di attrito secondo	CNR	$V_{f,0} =$	6.169	

VERIFICHE	Sforzo piattabanda sup. (daN)	290.380
	Sforzo di taglio sul bullone (daN)	10.371
	Tensione tang. max (daN/cm2)	1.130
	Sforzo nel coprighiunto (daN/cm2)	1.967
	Sforzo di rifollamento piatt. (daN/cm2)	1.536
	Resistenza allo scorrimento (daN)	345.462

VERIFICHE	Sforzo piattabanda inf. (daN)	555.502
	Sforzo di taglio sul bullone (daN)	10.683
	Tensione tang. max (daN/cm2)	1.164
	Sforzo nel coprighiunto (daN/cm2)	2.037
	Sforzo di rifollamento piatt. (daN/cm2)	989
	Resistenza allo scorrimento (daN)	641.572
	Verifica piattabanda forata 1° fila (daN/cm2)	1.843
	Verifica piattabanda forata 2° fila (daN/cm2)	1.890

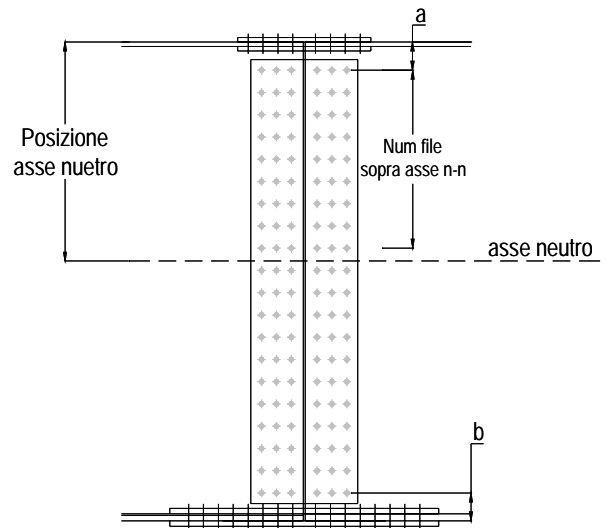
COPRIGIUNTO D'ANIMA

DATI GEOMETRICI	Distanza a (cm)	10,0		
	Distanza b (cm)	10,0		
	Spessore coprighiunto (cm)	1,0		
	Numero di file	18		
	Bulloni per file	2		
	Bulloni totali	36		
	Diametro bulloni	2,7	M27	4,59
	Classe bulloni	10,9	$\tau_{amm} =$	3.300
	Asse neutro rispetto ala sup. (cm)	94,9		
	Numero file sopra l'asse neutro	8		
Coefficiente di attrito μ	0,30			
Forza di attrito secondo	CNR	$V_{f,0} =$	6.169	

AZIONI SOLLECITANT	Taglio max (daN)	24.000
	Azione anima sup. S_{as} (daN)	104.498
	Azione anima inf. S_{ai} (daN)	80.500
	Azione max bulloni sup. (daN)	5.192
	Azione max bulloni inf. (daN)	2.168
	Azione verticale sul bullone (daN)	667
Azione di taglio sul bullone più soll. (daN)	5.234	

VERIFICHE	Tensione tangenziale bullone (daN/cm2)	570,20
	Sforzo nell'anima superiore (daN/cm2)	1.258,40
	Sforzo nell'anima inferiore (daN/cm2)	1.287,60
	Sforzo nel coprighiunto sup. (daN/cm2)	778,67
	Sforzo nel coprighiunto inf. (daN/cm2)	781,56
	Sforzo di rifollamento (daN/cm2)	1.615,58
	Scorrimento superiore (daN)	105.041
	Scorrimento inferiore (daN)	81.597
	Resistenza allo scorrimento sup (daN)	197.407
Resistenza allo scorrimento inf (daN)	246.758	

SCHEMA GIUNTO D'ANIMA



VERIFICA SALDATURE

	ANIMA SUP.		ANIMA INF.		RADDOPPIO SUP.		RADDOPPIO INF.	
	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)	PARZIALI (daN/cm2)	TOTALI (daN/cm2)
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti primari del ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0
Effetti secondari del ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0
Accidentali mezzi	108	108	88	88	98	98	0	0
Folla	0	108	0	88	0	98	0	0
Deformazioni termiche	0	108	0	88	0	98	0	0

5. VERIFICHE PARTICOLARI

5.1 VERIFICA DEI CONNETTORI

I connettori assicurano l'aderenza tra le travi metalliche e la soletta d'impalcato; essi sono pertanto sollecitati a scorrimento, il quale è massimo quando è massima l'azione di taglio. Si riportano di seguito le verifiche nelle sezioni più significative.

5.1.1 RESISTENZA DI CALCOLO DEI CONNETTORI

d_p diametro dei pioli = 1,9 cm

h_{sc} altezza efficace dei pioli = 150 mm

f_{ck} resistenza caratteristica del calcestruzzo = $0,83 \times 40 = 33,2 \text{ N/mm}^2$

f_t tensione di rottura dell'acciaio dei pioli = 360 N/mm^2

γ_V coefficiente 1,25 allo stato ultimo

La resistenza allo Stato Limite Ultimo è data dal minore dei valori ottenuti con le seguenti espressioni:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd2} \text{ (kN)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / \gamma_V \cdot 10^3 = 91,56 \text{ kN}$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd1} \text{ (kN)} = 0,8 \cdot f_t \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_V \cdot 10^3 = 65,20 \text{ kN}$$

Per le verifiche allo SLE: $P_{d \text{ adm}} = \min \{P_{Rd1}; P_{Rd2}\} \cdot 0,60 = 39,18 \text{ kN/piolo}$ secondo UNI EN 1994-2.

5.1.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

5.1.2.1 CONCIO C1

Si esegue la verifica dei connettori sulla trave in corrispondenza dell'appoggio sulla pila; si riportano le caratteristiche geometriche della sezione resistente, già indicate al capitolo 3.

$$n=18 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{20 \cdot 200}{18,00} \cdot (180 + 5 + 10 - 111)}{4.947.835} = 3,77 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=6 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{20 \cdot 200}{6,00} \cdot (180 + 5 + 10 - 142)}{6.960.338} = 5,08 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

5.1.2.2 CONCIO C2

Si esegue la verifica dei connettori sulla trave in corrispondenza del concio di campata; si riportano le caratteristiche geometriche della sezione resistente, già indicate al capitolo 3.

$$n=18 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{20 \cdot 280}{18,00} \cdot (180 + 5 + 10 - 108)}{7.296.228} = 3,71 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=6 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{20 \cdot 280}{6,00} \cdot (180 + 5 + 10 - 142)}{10.196.908} = 4,85 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

5.1.3 AZIONI SUI PIOLI

5.1.3.1 CONCIO C1

Le azioni massime di taglio in corrispondenza dell'appoggio sulla pila sono:

carichi permanenti	(frame 104 joint 104)	T = 29 ton
carichi accidentali mezzi	(frame 104 joint 104)	T = 66 ton
carichi accidentali folla	(frame 104 joint 104)	T = 1 ton

Lo scorrimento risulta:

$$s = T \cdot \frac{S^*}{J} = (29 \cdot 3,77 + (66 + 1) \cdot 5,08) \cdot 10^{-1} = 44,97 \text{ ton / m}$$

In corrispondenza dell'appoggio sulla pila, i pioli sono disposti su 3 file ad interasse 20 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\max} = \frac{44,970}{3 \cdot \frac{100}{20}} = 2,998 \text{ kg / piolo} < P_{d \text{ adm}}$$

5.1.3.2 CONCIO C2

Le azioni massime di taglio in corrispondenza del concio di campata sono:

carichi accidentali mezzi	(frame 108 joint 109)	T = 30 ton
---------------------------	------------------------	------------

Lo scorrimento risulta:

$$s = T \cdot \frac{S^*}{J} = (30 \cdot 4,85) \cdot 10^{-1} = 14,55 \text{ ton / m}$$

In corrispondenza del concio di campata, i pioli sono disposti su 3 file ad interasse 20 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\max} = \frac{14,550}{3 \cdot \frac{100}{20}} = 970 \text{ kg / piolo} < P_{d \text{ adm}}$$

6. AZIONI AGLI APPOGGI

6.1 AZIONI VERTICALI

Dai tabulati dell'analisi a graticcio, e con riferimento alla modellazione riportata al § 3.7 si ottengono i valori delle azioni verticali massime trasmesse agli appoggi, suddivisi per le varie condizioni di carico. I valori sono espressi in tonnellate.

CONDIZIONI DI CARICO	APPOGGI (ton)							
	Spalla 1				Pila 1			
Joint	101	201	301	401	104	204	304	404
Peso proprio acciaio	3	2	2	3	16	17	17	16
Peso proprio soletta	6	5	5	6	58	48	48	58
Permanenti	6	2	2	6	43	23	23	43
Totale permanenti	15	9	9	15	117	88	88	117
Accidentali folla	2	(-2)	(-2)	3	8	(-8)	(-8)	16
Accidentali mezzi	24	40	19	7	81	96	60	21
Totale accidentali	26	40	19	10	89	96	60	37

CONDIZIONI DI CARICO	APPOGGI (ton)							
	Pila 2				Spalla 2			
Joint	114	214	314	414	118	218	318	418
Peso proprio acciaio	16	17	17	16	3	2	2	3
Peso proprio soletta	58	48	48	58	6	5	5	6
Permanenti	44	24	24	44	6	2	2	6
Totale permanenti	118	89	89	118	15	9	9	15
Accidentali folla	8	(-8)	(-8)	16	2	(-2)	(-2)	3
Accidentali mezzi	81	96	60	21	24	40	19	7
Totale accidentali	89	96	60	37	26	40	19	10

6.2 AZIONI ORIZZONTALI

6.2.1 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 e per i ponti di prima categoria è uguale a:

$$18 \text{ ton} \leq H_f = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 90 \text{ ton}$$

dove w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

$$H_f = 0,6 \cdot (2 \cdot 30) + 0,10 \cdot 0,90 \cdot 3,00 \cdot 55,55 = 51 \text{ ton}$$

$$H_{f,pila} = \frac{51}{2} = 25,5 \text{ ton}$$

6.2.2 AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO

La forza del vento è calcolata su una spinta di 250 kg/m^2 in direzione ortogonale all'asse del ponte, e viene trasferita completamente alle pile, in quanto sulle spalle sono posizionati appoggi di tipo mobile:

$$\text{Impalcato scarico} \quad H_{\text{trasversale}} = 0,250 \cdot \frac{55,55}{2} \cdot (1,80 + 0,35 + 0,30) = 17 \text{ ton}$$

$$\text{Impalcato carico} \quad H_{\text{trasversale}} = 0,250 \cdot \frac{55,55}{2} \cdot (1,80 + 0,35 + 0,30 + 3,00) = 38 \text{ ton}$$

6.2.3 AZIONE D'ATTRITO

L'azione d'attrito è assunta pari al 3% del valore dei carichi permanenti:

$$\text{PILA:} \quad H_A = 2 \cdot (117 + 88) \cdot 0,03 = 11 \text{ ton}$$

$$\text{SPALLA:} \quad H_A = 2 \cdot (15 + 9) \cdot 0,03 = 1 \text{ ton}$$

6.3 ESECURSIONE DEI GIUNTI

Il calcolo d'escursione dei giunti avviene come segue assumendo una variazione termica $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$:

SPALLA 1 e SPALLA 2

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot \left(9.525 + \frac{36.500}{2} \right) \cdot \pm 30 = \pm 8,33 \text{ mm}$$

PILA 1 e PILA 2

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot \left(\frac{36.500}{2} \right) \cdot \pm 30 = \pm 5,48 \text{ mm}$$

7. PILE

7.1 AZIONI

7.1.1 AZIONI VERTICALI

7.1.1.1 PESI PROPRI

Fusto	$\frac{\pi \cdot 1,10^2}{4} \cdot 6,00 \cdot 2,500 \cdot 4 =$	57,00	ton
Plinto	$15,20 \cdot 5,00 \cdot 1,50 \cdot 2,500 =$	285,00	ton

7.1.1.2 AZIONI VERTICALI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Dall'analisi statica longitudinale si ottengono i seguenti valori per le azioni trasmesse dall'impalcato:

Azioni verticali

peso acciaio + soletta	$(74+65,1+65,1+74)=$	278,2	ton
permanenti	$(43,8+23,8+23,8+43,8)=$	135,2	ton
accidentali cond.1	$(89,3+96,3+59,8+37,5)=$	282,9	ton
accidentali cond.2	$(89,5+61,1+7-5,5)=$	152,1	ton

Momenti flettenti in direzione trasversale

per accidentali cond. 1	$(89,3 - 37,5) \cdot 4,95 + (96,3 - 59,8) \cdot 1,65 =$	317	tonm
per accidentali cond. 2	$(89,5 + 5,5) \cdot 4,95 + (61,1 - 7) \cdot 1,65 =$	559	tonm

7.1.1.3 ECCENTRICITA' LONGITUDINALE DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

Gli sforzi riportati nelle tabelle riepilogative precedenti si riferiscono all'asse appoggio teorico verticale e non tengono in realtà conto della possibile eccentricità in direzione longitudinale da attribuire ai carichi verticali. Tali eccentricità derivano dalle incertezze esecutive e dal possibile spostamento in direzione longitudinale della reazione d'appoggio, che è dovuto alle contrazioni dell'impalcato, al respiro termico della struttura e allo spostamento dovuto alle azioni longitudinali.

Si evidenzia infatti che gli appoggi sono conformati in modo da mantenere inalterata la posizione della reazione rispetto alla struttura d'impalcato, ma non alle sottostrutture.

I valori in gioco sono riportati qui nel seguito.

Eccentricità convenzionale del punto di applicazione dei carichi d'impalcato al fine di prendere in conto le incertezze esecutive (valutata sulla dimensione trasversale delle colonne) :

$$e_0 = D/30 = 1,10 / 30 = \pm 0,04 \text{ m}$$

Momenti flettenti in direzione longitudinale per eccentricità:

Per permanenti	$(278,2 + 135,2) \cdot 0,04 =$	16,5	tonm
per accidentali cond. 1	$282,9 \cdot 0,04 =$	11,3	tonm
per accidentali cond. 2	$152,1 \cdot 0,04 =$	6,1	tonm

7.1.2 AZIONI ORIZZONTALI

7.1.2.1 AZIONE DI ATTRITO DEGLI APPOGGI

L'azione d'attrito è assunta pari al 3% del valore dei carichi permanenti:

$$H_A = (278,2 + 135,2) \cdot 0,03 = 11,30 \text{ ton}$$

7.1.2.2 FRENAMENTO

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 e per i ponti di prima categoria è uguale a:

$$18 \text{ ton} \leq H_f = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 90 \text{ ton}$$

dove w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

$$H_f = 0,6 \cdot (2 \cdot 30) + 0,10 \cdot 0,90 \cdot 3,00 \cdot 55,00 = 51 \text{ ton}$$

$$H_{f,pila} = \frac{51}{2} = 25,5 \text{ ton}$$

7.1.2.3 SPINTA TRASVERSALE del VENTO

La forza del vento è calcolata su una spinta di 250 kg/m² in direzione ortogonale all'asse del ponte:

$$\text{Impalcato scarico} \quad H_{\text{trasversale}} = 0,250 \cdot \frac{55,55}{2} \cdot (1,80 + 0,35 + 0,30) = 17 \text{ ton} \rightarrow 8,5 \text{ ton / pila}$$

$$\text{Impalcato carico} \quad H_{\text{trasversale}} = 0,250 \cdot \frac{55,55}{2} \cdot (1,80 + 0,35 + 0,30 + 3,00) = 38 \text{ ton} \rightarrow 17 \text{ ton / pila}$$

7.1.2.4 URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Le azioni dovute all'urto dei veicoli debbono essere assorbite da una barriera di classe H4, che ammette un livello di Contenimento $L_c \geq 572\text{kJ}$ che può essere ricondotto ad una forza statica equivalente con riferimento al documento CEN/TC 226 N 185 E e CEN/TC 226 N 187 E 30/04/1995.

Per valutare la forza media che si sviluppa durante la collisione, bisogna calcolare l'energia cinetica posseduta dal veicolo prima dell'impatto e bilanciarla col lavoro della forza laterale che agisce sul baricentro del veicolo:

$$T = \frac{M \cdot v_n^2}{2}$$

$$W_n = F_{AV} \cdot s_n$$

dove:

T è l'energia cinetica laterale del veicolo;

M è la massa del veicolo;

v velocità del baricentro del veicolo;

α angolo di impatto del veicolo;

$v = v_n \cdot \sin\alpha$ componente della velocità di baricentro del veicolo ortogonale alla barriera

F_{AV} è la forza media agente sul baricentro del veicolo;

s_n è lo spostamento totale del baricentro del veicolo in direzione perpendicolare alla barriera.

Uguagliando le due espressioni e considerando, come prescritto dalla normativa D.M. 03/06/1998, l'urto di un autocarro della massa di 31,5 ton che impatta a 65 km/h e con un angolo di 20°, ipotizzando uno spostamento di 0,4 m, la forza media risulta:

$$F_{AV} = 24,20 \text{ ton.}$$

La forza massima agente sugli ancoraggi della barriera può essere valutata con un coefficiente moltiplicativo di 2,5:

$$F_{\text{Max}} = F_{AV} \cdot 2,5 = 60,5 \text{ ton}$$

Si può ipotizzare che l'azione si ripartisca su due pile, e che l'urto coinvolga una estesa di barriera all'interno della campata, ottenendo una forza orizzontale in esercizio di:

$$H_s = \frac{60,5}{2 \cdot 1,5} = 20,00 \text{ ton}$$

applicata a 0,6 m dal piano stradale.

7.1.2.5 SISMA

Viene adottato un sistema di isolamento sismico che è posto tra l'impalcato e le pile/spalle, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. La riduzione della risposta sismica orizzontale qualunque siano la tipologia ed i materiali strutturali del ponte, può essere ottenuta mediante un incremento del periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta.

Per l'opera oggetto della presente relazione si è deciso di utilizzare isolatori elastomerici, composti essenzialmente da strati di materiale elastomerici (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre d'acciaio, aventi prevalente funzione di sconfinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi verticali permanenti ed accidentali mediante azioni perpendicolari agli strati.

7.1.2.5.1 AZIONE SISMICA

Si adotta il metodo dell'analisi statica lineare che considera due traslazioni orizzontali indipendenti.

Si assume che la sovrastruttura sia un solido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo proprio equivalente pari a:

$$T_{is} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_{esi}}}$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento, ottenuta trascurando effetti torsionali a livello di isolamento.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a:

$$F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})$$

$$S_e(T_{is}, \xi_{esi}) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T_D}$$

ξ_{esi} coefficiente di smorzamento viscoso

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento, ottenuta trascurando effetti torsionali a livello di isolamento.

S 1,25

a_g 0,05 g (zona 4)

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = 0,82 \geq 0,55$$

T_C 0,50 sec

$$K_{esi} = \sum_j K_{ej} = 8 \cdot 400 = 3.200 \text{ ton/m}$$

avendo scelto 8 isolatori con $K_e=400$ ton/m/cad.

$$T_{is} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{916,4}{9,81 \cdot 3.200}} = 1,07 \text{ sec}$$

$$S_e = 0,05 \cdot 9,81 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{\frac{10}{5 + 10}} \cdot 2,5 \cdot \frac{0,50}{1,07} = 0,81 \text{ sec}$$

$$F = \frac{916,4}{9,81} \cdot 0,81 = 76 \text{ ton} = 9,5 \text{ ton appoggio}$$

7.2 PALI

7.2.1. COMBINAZIONI DI CARICO

Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi la Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.					
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna					
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

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

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
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

$$\text{SLU:} \quad \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SLE RARA:} \quad G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SLE FREQUENTE:} \quad G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{SISMICA:} \quad E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

7.2.1.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO

7.2.1.1.1 COMBINAZIONI STATICHE

Si considerano le combinazioni di carico statiche allo SLU previste dalla normativa vigente:

	PRINCIPALE	P.p.		Perm.		Attrito		Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Ced. - Ritiro		Centrifuga	
		γ_{G1}	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{G2}	Ψ_0	γ_{Qi}	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q	Ψ_0	γ_Q
AZIONI SLU GEO	Vento	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	1,00	1,30									1,00	1,00		
	Gruppo 1 centr.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15		
	Gruppo 1 ecc.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	1,00	1,15	0,50	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15		
	Gruppo 2a centr.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15		
	Gruppo 2a ecc.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,00	0,00	1,15		
	Gruppo 2b centr.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	1,00	1,15		
	Gruppo 2b ecc.	1,00	1,30	1,00	1,30	0,60	1,00	0,60	1,30	0,75	1,15	0,00	1,15	0,00	1,15	1,00	1,00	1,00	1,15		
AZIONI SLU STR	Vento	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	1,00	1,50									1,00	1,20		
	Gruppo 1 centr.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35		
	Gruppo 1 ecc.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35		
	Gruppo 2a centr.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35		
	Gruppo 2a ecc.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35		
	Gruppo 2b centr.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,00	1,35		
	Gruppo 2b ecc.	1,35	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,00	1,35		
AZIONI SLU EQU	Vento	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	1,00	1,50									1,00	1,20		
	Gruppo 1 centr.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35		
	Gruppo 1 ecc.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	1,00	1,35	0,50	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35		
	Gruppo 2a centr.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35		
	Gruppo 2a ecc.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,20	0,00	1,35		
	Gruppo 2b centr.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,00	1,35		
	Gruppo 2b ecc.	1,10	1,50	1,00	1,50	0,60	1,20	0,60	1,50	0,75	1,35	0,00	1,35	0,00	1,35	1,00	1,20	1,00	1,35		

7.2.1.1.2 COMBINAZIONI SISMICHE

Secondo le "Norme Tecniche 2008" le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G1 + G2 + P + E + \sum_j 0,2 \cdot Q_{kj}$$

dove G1 sono i pesi propri, G2 sono i carichi permanenti, P è la precompressione, E è l'azione sismica e Qkj sono i carichi accidentali.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni sismiche:

Combinazione	P.p.	Perm.	Accid.		Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SISMA X N+	1,00	1,00	0,20		1,00	0,30	0,30
SISMA Y N+	1,00	1,00	0,20		0,30	1,00	0,30

7.2.2 AZIONE ASSIALE SUI PALI

VERIFICA PILA

FUSTO	Altezza impalcato		2,10	mt		
	Larghezza pavimentato		13,00	mt		
	Baricentro impalcato		1,05	mt		
	Altezza baggiolo+appoggio		0,25	mt		
	Altezza fusto		6,90	mt		
	Numero fusti		4,00			
	Interasse fusti				mt	
	Base / Diametro sezione	D		1,10	mt	
	Altezza sezione			-	mt	
	Peso fusto			656	kN	
FONDAZIONE	Base plinto		5,00	mt		
	Lunghezza plinto		15,20	mt		
	Altezza plinto		1,50	mt		
	Peso plinto			2.850	kN	
	N° pali		14,00			
	Diametro		0,80	mt		
	W_{long} palo		17,00	mt	ASSE LONGITUDINALE PALI	
	W_{trasv} palo		42,50	mt	ASSE TRASVERSALE PALI	
Obliquità fondazione	0 °		0,00	rad		
APPOGGI	N° Appoggi totale					
	N° Appoggi per pila					
	Rigidezza longitudinale appoggio				kN/m	
	Rigidezza trasversale appoggio				kN/m	

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	N	H long	H trasv	M long	M trasv
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Peso strutturale impalcato	2.782	0	0	0	0
Permanenti	1.352	0	0	165	0
Ritiro	0	0	0	0	0
Mezzi schema 1	2.829	0	0	113	3.170
Mezzi schema 2	1.521	0	0	61	5.590
Folla schema 1	0	0	0	0	0
Folla schema 2	0	0	0	0	0
Frenamento	0	255	0	0	0
Attrito	0	113	0	0	0
Vento: impalcato scarico	0	0	85	0	0
Vento: impalcato carico	0	0	170	0	0
Cedimento	0	0	0	0	0
Azione centrifuga	0	0	0	0	0
Sisma	0	0	0	0	0
Eccentricità dei carichi verticali (mt)	0,00				
Azione sismica sul fusto	Flong.=	380	Ftrasv.=	380	Fvert.= 0

AZIONI ALLO SPICCATO DEL FUSTO NORME TECNICHE 2008

Combinazioni		N (kN)	Vlong (kN)	Vtrasv (kN)	Mlong (kNm)	Mtrasv (kNm)	
AZIONI SLU GEO	1	Comb 1	5.195	147	111	1.265	906
	2	Comb 2	8.449	147	133	1.395	4.733
	3	Comb 3	6.944	147	133	1.395	7.516
	4	Comb 4	7.635	440	133	4.075	3.821
	5	Comb 5	6.507	440	133	4.075	5.909
	6	Comb 6	7.635	147	133	1.362	3.821
	7	Comb 7	6.507	147	133	1.362	5.909
AZIONI SLU STR	8	Comb 8	6.669	170	128	1.459	1.046
	9	Comb 9	10.488	170	153	1.612	5.534
	10	Comb 10	8.722	170	153	1.612	8.801
	11	Comb 11	9.533	514	153	4.758	4.464
	12	Comb 12	8.209	514	153	4.758	6.914
	13	Comb 13	9.533	170	153	1.574	4.464
	14	Comb 14	8.209	170	153	1.574	6.914
AZIONI SLU EQU	15	Comb 15	5.809	170	128	1.459	1.046
	16	Comb 16	9.629	170	153	1.612	5.534
	17	Comb 17	7.863	170	153	1.612	8.801
	18	Comb 18	8.674	514	153	4.758	4.464
	19	Comb 19	7.349	514	153	4.758	6.914
	20	Comb 20	8.674	170	153	1.574	4.464
	21	Comb 21	7.349	170	153	1.574	6.914
SISMA	22	SISMA long	5.355	380	0	1.499	1.027
	23	SISMA vert	5.355	114	0	581	1.027
	24	SISMA trasv	5.355	0	380	581	1.945
AZIONI SLE	25	Comb SLE 1	4.790	113	85	973	697
	26	Comb SLE 2	7.619	113	102	1.086	4.006
	27	Comb SLE 3	6.311	113	102	1.086	6.426
	28	Comb SLE 4	6.911	368	102	3.416	3.214
	29	Comb SLE 5	5.930	368	102	3.416	5.029
	30	Comb SLE 6	6.911	113	102	1.058	3.214
	31	Comb SLE 7	5.930	113	102	1.058	5.029

AZIONI SUI PALI NORME TECNICHE 2008

Combinazioni		N (kN)	Vlong (kN)	Vtrasv (kN)	Mlong (kNm)	Mtrasv (kNm)	Azioni pali			
							P max (kN)	P min (kN)	T max (kN)	
AZIONI SLU GEO	1	Comb 1	8,045	147	111	1,485	1,072	687	462	13,13
	2	Comb 2	11,299	147	133	1,615	4,932	1,018	596	14,14
	3	Comb 3	9,794	147	133	1,615	7,715	976	423	14,14
	4	Comb 4	10,485	440	133	4,735	4,020	1,122	376	32,83
	5	Comb 5	9,357	440	133	4,735	6,108	1,091	246	32,83
	6	Comb 6	10,485	147	133	1,583	4,020	937	561	14,14
	7	Comb 7	9,357	147	133	1,583	6,108	905	432	14,14
AZIONI SLU STR	8	Comb 8	10,516	170	128	1,714	1,237	881	621	15,15
	9	Comb 9	14,335	170	153	1,866	5,764	1,269	779	16,31
	10	Comb 10	12,570	170	153	1,866	9,031	1,220	576	16,31
	11	Comb 11	13,381	514	153	5,529	4,694	1,391	520	38,29
	12	Comb 12	12,056	514	153	5,529	7,144	1,354	368	38,29
	13	Comb 13	13,381	170	153	1,828	4,694	1,174	738	16,31
	14	Comb 14	12,056	170	153	1,828	7,144	1,137	586	16,31
AZIONI SLU EQU	15	Comb 15	8,944	170	128	1,714	1,237	769	509	15,15
	16	Comb 16	12,764	170	153	1,866	5,764	1,157	666	16,31
	17	Comb 17	10,998	170	153	1,866	9,031	1,108	463	16,31
	18	Comb 18	11,809	514	153	5,529	4,694	1,279	408	38,29
	19	Comb 19	10,484	514	153	5,529	7,144	1,242	256	38,29
	20	Comb 20	11,809	170	153	1,828	4,694	1,061	626	16,31
	21	Comb 21	10,484	170	153	1,828	6,914	1,019	479	16,31
SISMA	22	SISMA long	8,205	380	0	2,069	1,198	736	436	27,14
	23	SISMA vert	8,205	114	0	752	1,198	659	514	8,14
	24	SISMA trasv	8,205	0	380	752	2,515	690	483	27,14
AZIONI SLE	25	Comb SLE 1	7,640	113	85	1,142	825	632	459	10,10
	26	Comb SLE 2	10,469	113	102	1,255	4,159	919	576	10,87
	27	Comb SLE 3	9,161	113	102	1,255	6,579	883	426	10,87
	28	Comb SLE 4	9,761	368	102	3,968	3,367	1,010	385	27,28
	29	Comb SLE 5	8,780	368	102	3,968	5,182	983	272	27,28
	30	Comb SLE 6	9,761	113	102	1,227	3,367	849	546	10,87
	31	Comb SLE 7	8,780	113	102	1,227	5,029	818	437	10,87

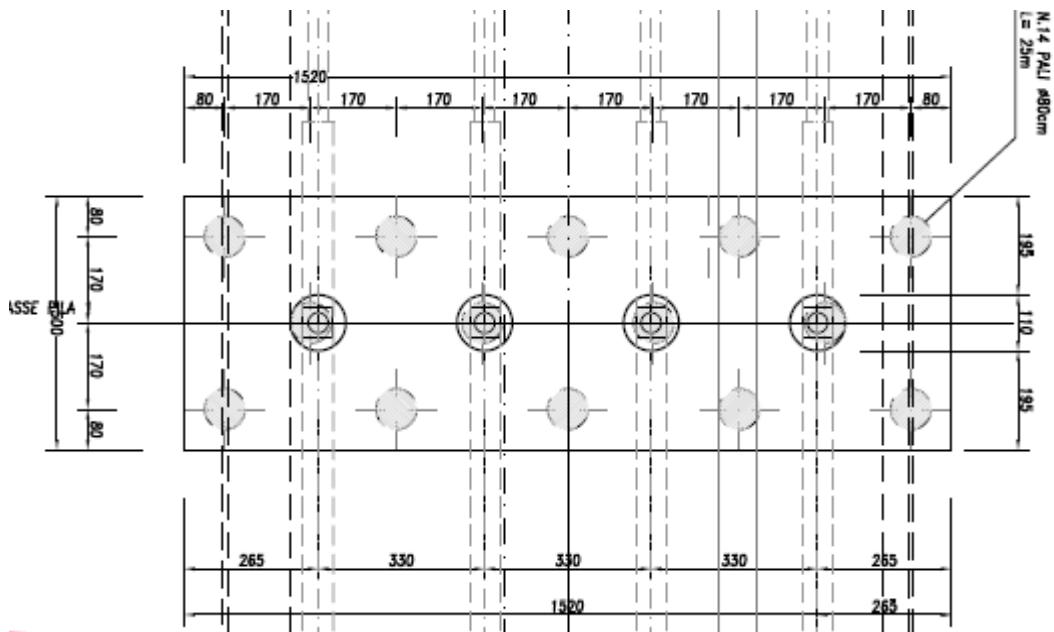
7.2.3 VERIFICA DEI PALI

La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 800 mm viene effettuata per la combinazione agli SLU STR più gravosa.

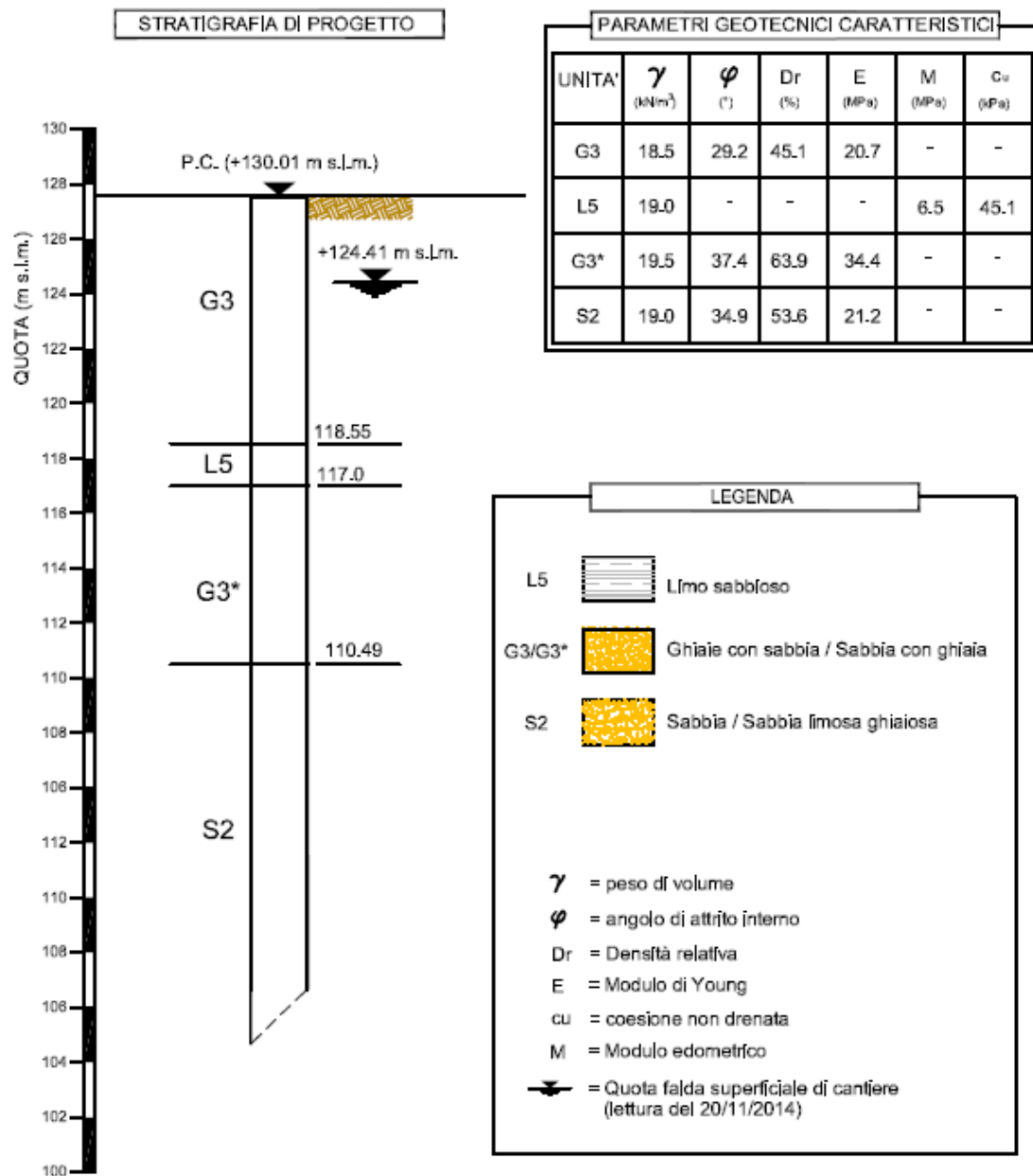
$$N^{\circ}_{\text{pali}} = 14$$

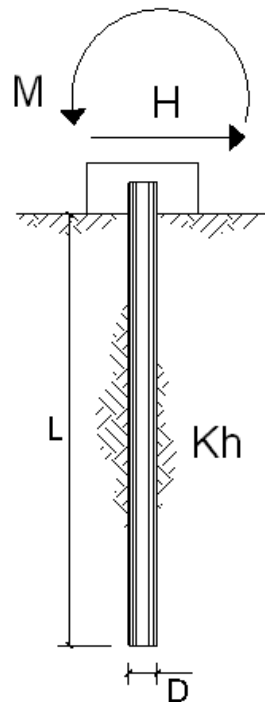
$$W_{\text{long}} = 2 \cdot \frac{5 \cdot 1,70^2}{1,70} = 17,00 \text{ m}$$

$$W_{\text{trasv}} = \frac{4 \cdot 6,80^2 + 4 \cdot 3,40^2 + 2 \cdot 5,10^2 + 2 \cdot 1,70^2}{5,80} = 42,50 \text{ m}$$

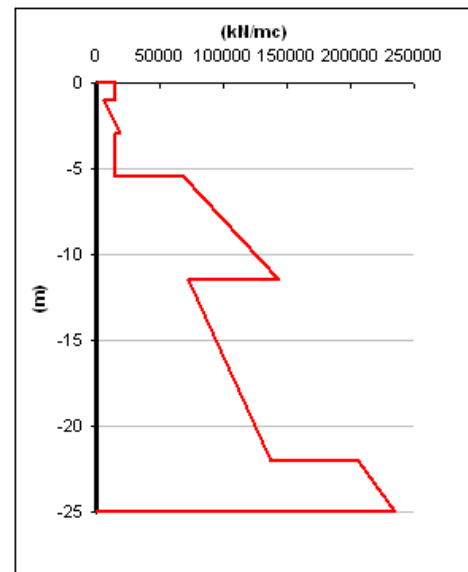


Per la stratigrafia di progetto si fa riferimento al sondaggio V12 riportato nell'elaborato B.7.1 .Si assume cautelativamente la quota della falda a 4,00 m al di sotto del piano campagna.





scala grafico

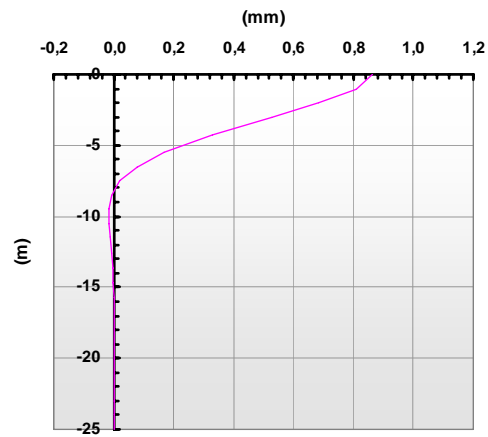
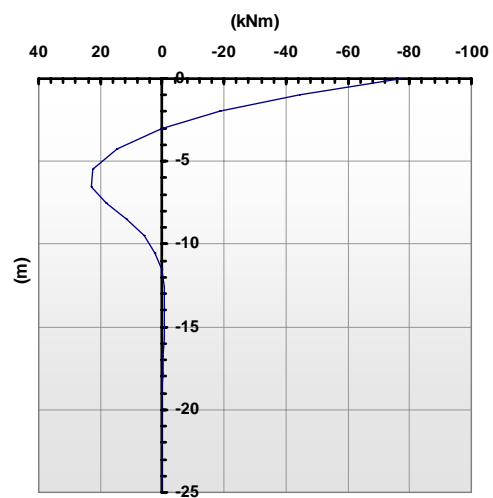


strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	η_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	argille	0,00	15000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	sabbia con ghiaia	-1,00	0	5000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	argille	-3,00	15000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	ghiaie	-5,50	0	10000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5	sabbia con ghiaia	-11,50	0	5000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 6	sabbie	-22,00	0	7500

Diametro del palo	0,8	(m)
J palo	0,02011	(m ⁴)
Lunghezza del palo	25	(m)
Forza orizzontale in testa	38,29	(kN)
Momento in testa	0	(kNm)
E cls	31220	(Mpa)
dimensione elementi	1	(m)

- palo impedito di ruotare
- palo impedito di traslare
- palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Spostamenti**Momento**

7.2.3.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{MIN} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	80
ARMATURA	diffusa	11Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 7,7$ tm $N_{sd} = -135$ t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 32$ tm $N_{rd} = -560$ t $I_R = 4,16$	

7.2.3.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - N_{MAX} SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	80
ARMATURA	diffusa	11Ø20
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 7,7$ tm $N_{sd} = -37$ t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 69$ tm $N_{rd} = -332$ t $I_R = 9,09$	

7.2.3.3 VERIFICA A TAGLIO

Per elementi con armature trasversali resistenti a taglio, la normativa al paragrafo 4.1.2.1.3.2 definisce la resistenza a taglio nel seguente modo:

$$V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd})$$

dove:

V_{RSd} è la resistenza di calcolo a "taglio trazione" offerta dall'armatura trasversale;

V_{Rcd} è la resistenza di calcolo a "taglio compressione" offerta dal calcestruzzo d'anima.

Le resistenze sopra citate vengono calcolate secondo le seguenti formule:

- resistenza di calcolo a "taglio trazione":

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sin \alpha ;$$

- resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot g\alpha + \cot g\theta)}{(1 + \cot g^2\theta)}$$

dove:

$d = 55$ cm, corrispondente al lato del quadrato inscritto nella circonferenza

$b_w = 55$ cm

$A_{sw} =$ area armatura trasversale = $2 \times 113 \text{ mm}^2 = \phi 12$ a 2 bracci ogni 10 cm per 2,00 m a partire dalla testa; $\phi 12$ a 2 bracci ogni 20 cm per lo sviluppo restante

$s =$ interasse tra 2 armature trasversali = 100 mm

$f_{yd} =$ valore di calcolo della tensione di snervamento = $391,3 \text{ N/mm}^2$

$f'_{cd} =$ è il valore della resistenza di calcolo a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima = $8,23 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_c =$ coefficiente maggiorativo assunto a favore di sicurezza pari a 1

$\alpha =$ inclinazione armatura trasversale = 90°

$\theta =$ inclinazione puntoni di calcestruzzo = 30°

Per cui:

$$V_{RSd} = 0,90 \cdot 550 \cdot \frac{2 \cdot 113}{100} \cdot 391,3 \cdot (\cot g90^\circ + \cot g30^\circ) \cdot \sin 90^\circ \cdot 10^{-3} = 757 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \cdot 550 \cdot 550 \cdot 1 \cdot 8,23 \cdot \frac{(\cot g90^\circ + \cot g30^\circ)}{(1 + \cot g^2 30^\circ)} \cdot 10^{-3} = 967 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$V_{Sd} = 38 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \min(V_{RSd}; V_{Rcd}) = 757 \text{ kN}$$

7.2.4 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

La portata totale limite è definita dalla seguente espressione:

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us} - W$$

essendo:

$$Q_u = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{portata ultima di base}$$

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_c}^{z_b} \tau_{us} dz \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

Dove:

D = diametro del palo = 0,80 m

q_{ub} = pressione ultima alla base del palo

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario

z_c = profondità di infissione del palo dal p.c. originario

W = differenza tra il peso del palo ed il terreno asportato

L = lunghezza del palo = 25,00 m

7.2.4.1 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA LATERALE

Dall'espressione parametrica:

$$\tau_{us} = \beta \cdot \sigma'_{vo} \leq \tau_{us \max}$$

laddove:

β coefficiente empirico

σ'_{vo} pressione verticale efficace geostatica calcolata a partire dal piano di campagna

$$\sigma'_{vo} = \gamma_{ti} \cdot z = 1,15 \cdot z$$

τ_{us max} tensione tangenziale ultima massima,

discende:

per depositi sabbiosi:

$$1,2 \geq \beta = 1,5 - 0,42 \cdot z^{0,34} \geq 0,25$$

per depositi sabbiosi-ghiaiosi e depositi ghiaiosi

$$1,8 \geq \beta = 2 - 0,15 \cdot z^{0,75} \geq 0,25$$

essendo z la profondità in metri dal p.c. originario; si pone poi, prevedendo l'esecuzione dei pali trivellati con l'impiego di fanghi bentonitici

$$\tau_{us \max} = 3 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} \leq 53$$

$$\tau_{us \max} = 142 + 0,32 \cdot \text{NSPT} \quad \text{per} \quad \text{NSPT} > 53.$$

A favore di sicurezza, pur essendo indicata la presenza di ghiaia, viene utilizzata l'espressione a).

7.2.4.2 VALUTAZIONE DELLA PORTATA ULTIMA DI BASE

Dall'espressione parametrica

$$q_{ub} = 100(NSPT) \cdot \alpha_N$$

dove:

100(NSPT) valore medio di NSPT nell'intorno della base del palo assunto pari a 20

α_N coefficiente empirico,

discende, mediando le indicazioni fornite per formazioni addensate sabbiose e sabbioso-limose,

$\alpha_N = 0,103$

7.2.4.3 COEFFICIENTE DI CORRELAZIONE

Si verifica la portanza dei pali di fondazione per la pila secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,7.

7.2.4.4 CURVE DI CAPACITA' PORTANTE

Nelle pagine seguenti si riportano la stratigrafia del terreno in sito e le curve di capacità portante ultima dei pali secondo gli approcci presenti al paragrafo 6.4.3.1 delle "Norme Tecniche 2008", ossia nell'ordine:

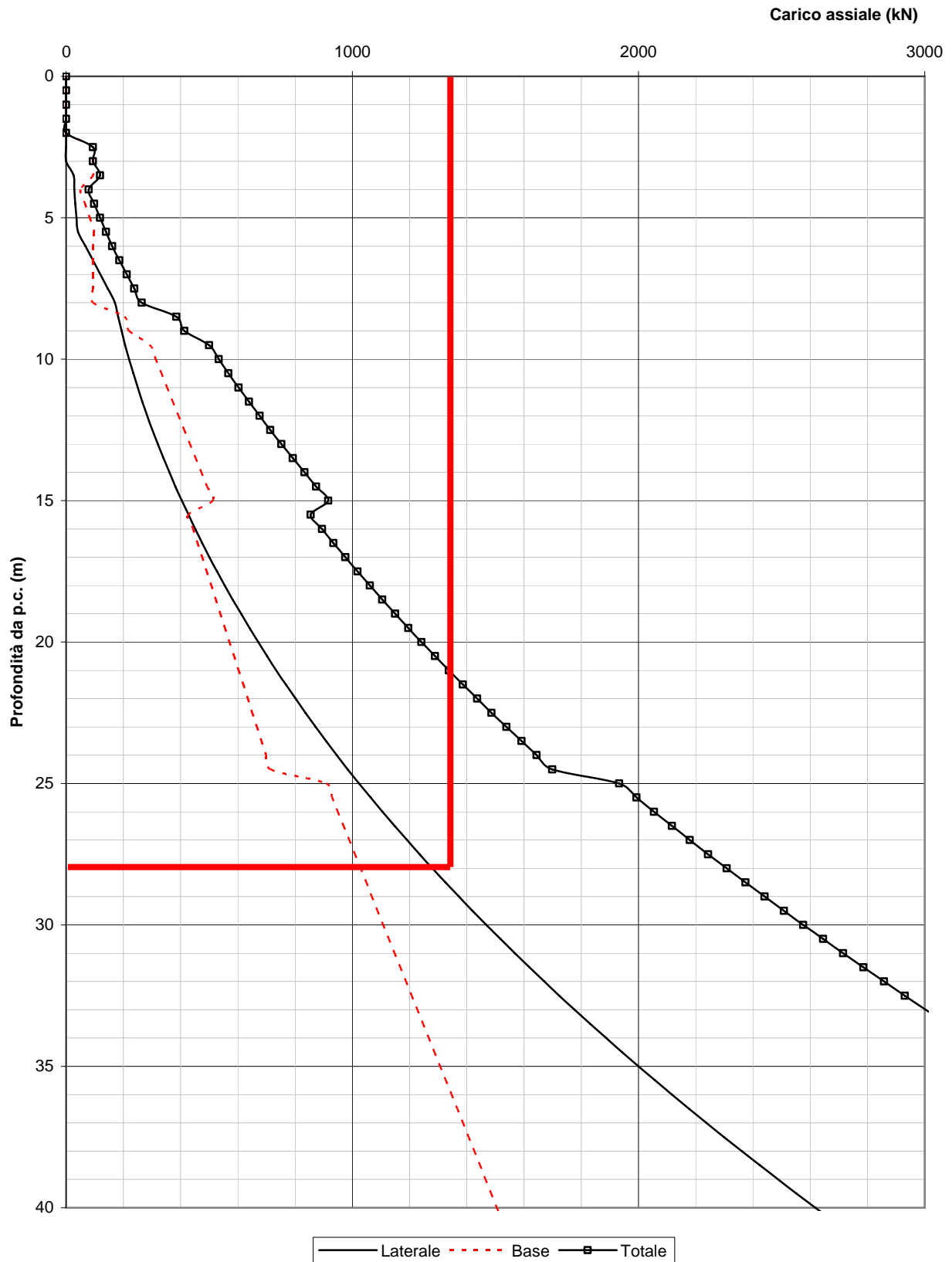
DA1 – C1: approccio 1, combinazione 1 – Stato Limite Ultimo STR

DA1 – C2: approccio 1, combinazione 2 – Stato Limite Ultimo GEO

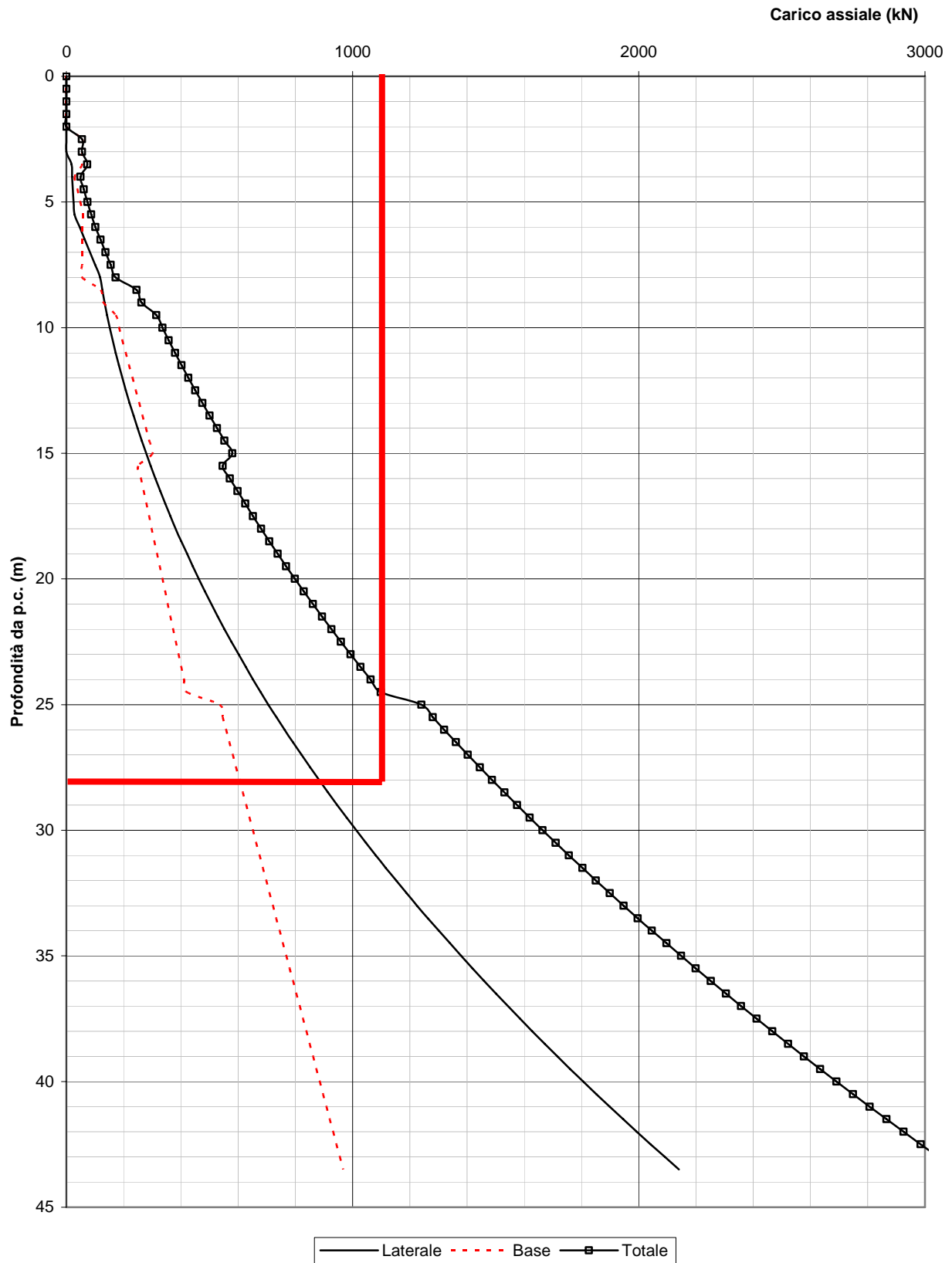
DA2: approccio 2 – Stato Limite Ultimo STR

Il valore del carico massimo e la lunghezza minima conseguente del palo per ogni combinazione considerata sono evidenziate con una linea continua di colore rosso.

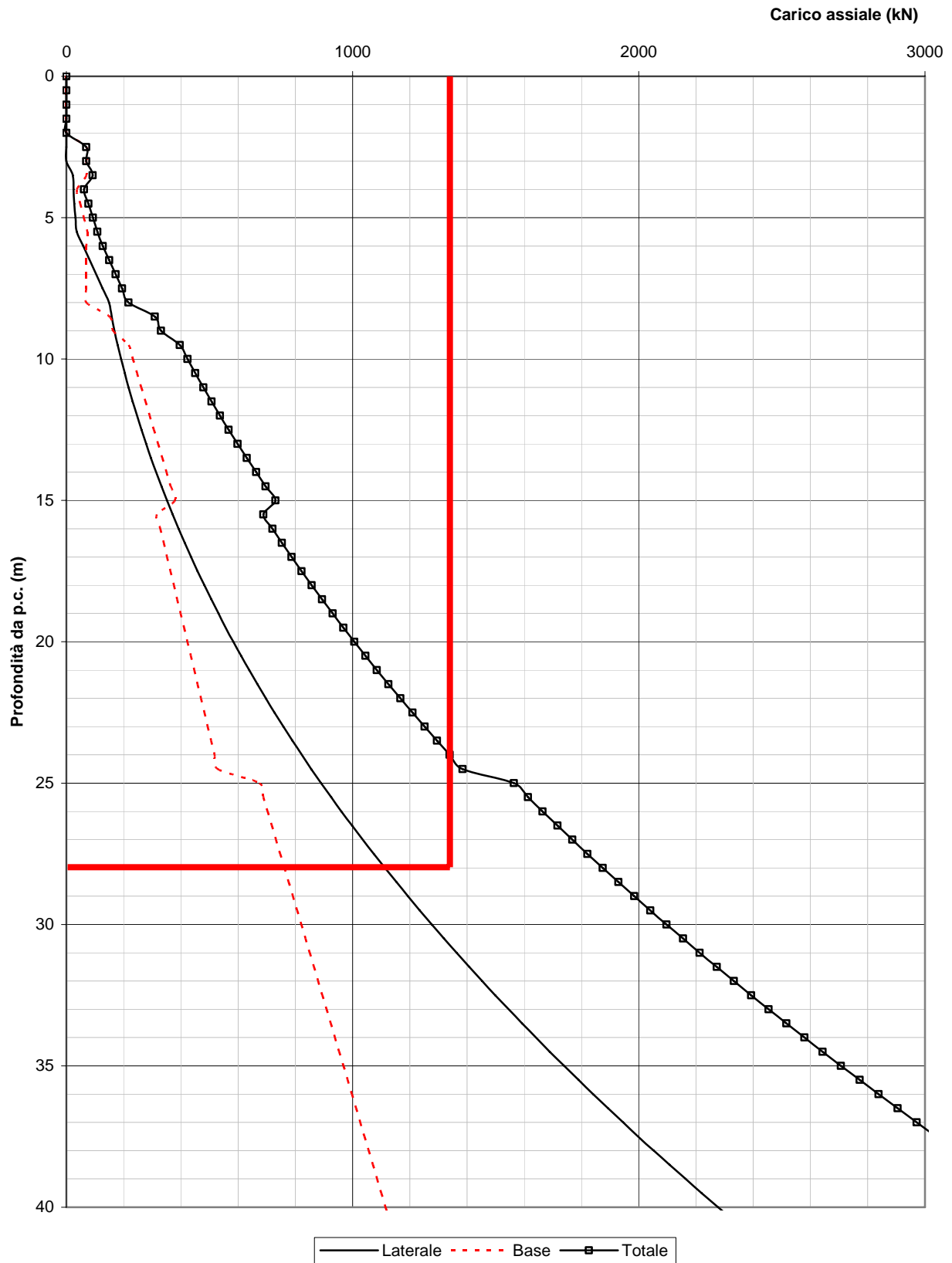
Curve di capacità portante pali $\phi 800$
Combinazione DA1-C1
Pali Pila



Curve di capacità portante pali $\phi 800$
Combinazione DA1-C2
Pali Pila



Curve di capacità portante pali $\phi 800$
Combinazione DA2
Pali Pila



7.3 FUSTI

7.3.1 PRESSOFLESSIONE

7.3.1.1 AZIONI ALLO SLU

Combinazione UI: 1,5 Permanenti + 1,5 Vento + 1,5 Attrito

$$N = 1,5 \cdot (74 + 43,8 + 14,25 + 10,3) = 213,5 \text{ ton}$$

$$M_{\text{trasv}} = 1,5 \cdot \frac{44}{4} \cdot \left(6,00 + \frac{2,50 + 3,00}{2} \right) = 144,4 \text{ tonm}$$

$$M_{\text{long}} = 1,5 \cdot 3,20 \cdot (6,00 + 0,30) + 1,5 \cdot \frac{16,5}{4} = 27,2 \text{ tonm}$$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	110
ARMATURA	diffusa	40Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 146,9 \text{ tm}$ $N_{sd} = -213,5 \text{ t}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 400,2 \text{ tm}$ $N_{rd} = -582 \text{ t}$ $I_R = 2,70$	

Combinazione UII: 1,5 Permanenti + 1,5 Accidentali Nmax + 0,9 x Vento + 1,5 Attrito + 1,5 Svio

$$N = 213,5 + 1,5 \cdot 89,3 + 0,9 \cdot 10,3 = 356,7 \text{ ton}$$

$$M_{\text{trasv}} = 0,9 \cdot \frac{44}{4} \cdot \left(6,00 + \frac{2,50 + 3,00}{2} \right) + 1,5 \cdot \frac{20}{4} \cdot (6,00 + 2,50 + 0,60) = 154,9 \text{ tonm}$$

$$M_{\text{long}} = 27,2 + 1,5 \cdot \frac{11,3}{4} = 31,43 \text{ tonm}$$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	110
ARMATURA	diffusa	40Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 158,1 \text{ tm}$ $N_{sd} = -356,7 \text{ t}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 386 \text{ tm}$ $N_{rd} = -871 \text{ t}$ $I_R = 2,44$	

Combinazione UII: 1,5 Permanenti + 1,5 Accidentali Nmin + 0,9 x Vento + 1,5 Attrito + 1,5 Svio

$$N = 213,5 - 1,5 \cdot 5,5 + 0,9 \cdot 10,3 = 214,5 \text{ ton}$$

$$M_{\text{trasv}} = 0,9 \cdot \frac{44}{4} \cdot \left(6,00 + \frac{2,50 + 3,00}{2} \right) + 1,5 \cdot \frac{20}{4} \cdot (6,00 + 2,50 + 0,60) = 154,9 \text{ tonm}$$

$$M_{\text{long}} = 27,2 + 1,5 \cdot \frac{6,1}{4} = 29,5 \text{ tonm}$$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	110
ARMATURA	diffusa	40Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 157,7 \text{ tm}$ $N_{sd} = -214,5 \text{ t}$	

INDICI DI RESISTENZA $M_{rd} = 400 \text{ tm}$
 $N_{rd} = -543 \text{ t}$
 $I_R = 2,56$

Combinazione UIII: 1,5 Permanenti + 1,5 Accidentali Nmax + 0,3 Vento + 1,5 Attrito + 1,5 Svio + 1,5 Fren.

$$N = 213,5 + 1,5 \cdot 89,3 + 0,3 \cdot 10,3 = 350,5 \text{ ton}$$

$$M_{\text{trasv}} = 0,3 \cdot \frac{44}{4} \cdot \left(6,00 + \frac{2,50 + 3,00}{2} \right) + 1,5 \cdot \frac{20}{4} \cdot (6,00 + 2,50 + 0,60) = 97,1 \text{ tonm}$$

$$M_{\text{long}} = 31,4 + 1,5 \cdot 2,8 \cdot (6,00 + 0,30 + 2,50) = 68,4 \text{ tonm}$$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

SEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	110
ARMATURA	diffusa	40Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 118,8 \text{ tm}$ $N_{sd} = -350,5 \text{ t}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 355 \text{ tm}$ $N_{rd} = -1.049 \text{ t}$ $I_R = 3,03$	

Combinazione UIII: 1,5 Permanenti + 1,5 Accidentali Nmin + 0,3 Vento + 1,5 Attrito + 1,5 Svio + 1,5 Fren.

$$N = 213,5 - 1,5 \cdot 5,5 + 0,9 \cdot 10,3 = 214,5 \text{ ton}$$

$$M_{\text{trasv}} = 0,3 \cdot \frac{44}{4} \cdot \left(6,00 + \frac{2,50 + 3,00}{2} \right) + 1,5 \cdot \frac{20}{4} \cdot (6,00 + 2,50 + 0,60) = 97,1 \text{ tonm}$$

$$M_{\text{long}} = 29,5 + 1,5 \cdot 2,8 \cdot (6,00 + 0,30 + 2,50) = 66,5 \text{ tonm}$$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	110
ARMATURA	diffusa	40Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} =$	117,7 tm
	$N_{sd} =$	-214,5 t
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} =$	397 tm
	$N_{rd} =$	-725 t
	$I_R =$	3,33

7.3.1.2 AZIONI CON SISMA

Combinazione: Permanenti + 1,3 Sisma long.

$$N = 74 + 43,8 + 16,50 = 134,3 \text{ ton}$$

$$M_{\text{trasv}} = 0 \text{ tonm}$$

$$M_{\text{long}} = \frac{16,5}{4} + 1,3 \cdot 9,50 \cdot (6,00 + 0,30) = 81,9 \text{ tonm}$$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	110	
ARMATURA	diffusa	40Ø26	
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} =$	81,9 tm	
	$N_{sd} =$	-134,3 t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} =$	375 tm	
	$N_{rd} =$	-615 t	
	$I_R =$	4,50	
TENSIONI	cls	$\sigma_c = (\text{kg/cm}^2)$	60
	ferro	$\sigma_f = (\text{kg/cm}^2)$	825

Combinazione: Permanenti + 1,3 Sisma trasv.

$$N = 74 + 43,8 + 16,50 = 134,3 \text{ ton}$$

$$M_{\text{trasv}} = 1,3 \cdot 9,50 \cdot (6,00 + 0,30) = 77,8 \text{ tonm}$$

$$M_{\text{long}} = \frac{16,5}{4} = 4,1 \text{ tonm}$$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONESEZIONE CIRCOLARE

SEZIONE	diametro (cm)	110	
ARMATURA	diffusa	40Ø26	
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} =$	78,0 tm	
	$N_{sd} =$	-134,3 t	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} =$	374 tm	
	$N_{rd} =$	-644 t	
	$I_R =$	4,76	
TENSIONI	cls	$\sigma_c = (\text{kg/cm}^2)$	58
	ferro	$\sigma_f = (\text{kg/cm}^2)$	790

7.3.2 VERIFICA A TAGLIO

Combinazione UI: 1,5 X Permanenti + 1,5 X Vento + 1,5 X Attrito

$$T_{\text{long.}} = 1,5 \cdot 3,2 = 4,8 \text{ ton}$$

$$T_{\text{trasv.}} = 1,5 \cdot \frac{44,0}{4} = 16,5 \text{ ton}$$

$$V_{sd} = \sqrt{4,8^2 + 16,5^2} = 17,18 \text{ ton}$$

$$V_{rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 13,60 \cdot (1,6 - 0,60) \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{40 \cdot 5,31}{\pi \cdot 110^2} \right) \cdot \frac{\pi \cdot 105^2}{4} \cdot 1 =$$

$$= 62.325 \text{ kg} = 62 \text{ ton}$$

Essendo $V_{rd1} > V_{sd}$ non è richiesta la verifica a taglio delle armature.

Combinazione UII: 1,5 X Permanenti + 1,5 X Accidentali + 0,9 X Vento + 1,5 X Attrito + 1,5 X Svio

$$T_{long.} = 1,5 \cdot 3,2 = 4,8 \text{ ton}$$

$$T_{trasv.} = 0,9 \cdot \frac{44,0}{4} + 1,5 \cdot \frac{20}{4} = 17,4 \text{ ton}$$

$$V_{sd} = \sqrt{4,8^2 + 17,4^2} = 18,1 \text{ ton}$$

$$V_{rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 13,60 \cdot (1,6 - 0,60) \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{40 \cdot 5,31}{\pi \cdot 110^2} \right) \cdot \frac{\pi \cdot 105^2}{4} \cdot 1 =$$

$$= 62.325 \text{ kg} = 62 \text{ ton}$$

Essendo $V_{rd1} > V_{sd}$ non è richiesta la verifica a taglio delle armature.

Combinazione UIII: 1,5 X Permanenti + 1,5 X Accidentali + 0,3 X Vento + 1,5 X Attrito + 1,5 X Svio + 1,5 X Frenamento

$$T_{long.} = 1,5 \cdot 3,2 + 1,5 \cdot 2,8 = 9,0 \text{ ton}$$

$$T_{trasv.} = 0,3 \cdot \frac{44,0}{4} + 1,5 \cdot \frac{20}{4} = 10,8 \text{ ton}$$

$$V_{sd} = \sqrt{9,0^2 + 10,8^2} = 14,1 \text{ ton}$$

$$V_{rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 13,60 \cdot (1,6 - 0,60) \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{40 \cdot 5,31}{\pi \cdot 110^2} \right) \cdot \frac{\pi \cdot 105^2}{4} \cdot 1 =$$

$$= 62.325 \text{ kg} = 62 \text{ ton}$$

Essendo $V_{rd1} > V_{sd}$ non è richiesta la verifica a taglio delle armature.

Combinazione: Permanenti + 1,3 X Sisma long.

$$T_{long.} = 1,3 \cdot 9,50 = 12,4 \text{ ton}$$

$$T_{trasv.} = 0 \text{ ton}$$

$$V_{sd} = 12,4 \text{ ton}$$

$$V_{rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 13,60 \cdot (1,6 - 0,60) \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{40 \cdot 5,31}{\pi \cdot 110^2} \right) \cdot \frac{\pi \cdot 105^2}{4} \cdot 1 =$$

$$= 62.325 \text{ kg} = 62 \text{ ton}$$

Essendo $V_{rd1} > V_{sd}$ non è richiesta la verifica a taglio delle armature.

Combinazione: Permanenti + 1,3 X Sisma long.

$$T_{long.} = 0 \text{ ton}$$

$$T_{trasv.} = 1,3 \cdot 9,50 = 12,4 \text{ ton}$$

$$V_{sd} = 8,9 \text{ ton}$$

$$V_{rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50\rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0,25 \cdot 13,60 \cdot (1,6 - 0,60) \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{40 \cdot 5,31}{\frac{\pi \cdot 110^2}{4}} \right) \cdot \frac{\pi \cdot 105^2}{4} \cdot 1 = \text{Es-}$$

$$= 62.325 \text{ kg} = 62 \text{ ton}$$

sendo $V_{rd1} > V_{sd}$ non è richiesta la verifica a taglio delle armature.

7.4 FONDAZIONE

7.4.1 VERIFICA A FLESSIONE

7.4.1.1 AZIONI ALLO SLU

Il momento flettente è calcolato rispetto all'asse del fusto:

$$M_{sd} = [149,4 + 113,6] \cdot 1,30 - (2,500 \cdot 1,50 \cdot 5,00) \cdot \frac{2,10^2}{2} = 300,6 \text{ tm}$$

SEZIONE RETTANGOLARE

SEZIONE	base (cm)	500
	altezza (cm)	150
ARMATURA	compressa	50Ø20
	tesa	50Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 300,6 \text{ tm}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 1.411 \text{ tm}$	
	$I_R = 4,76$	

7.4.1.2 AZIONI CON SISMA

Il momento flettente è calcolato rispetto all'asse del fusto:

$$M_{sd} = [76,5 + 29,3] \cdot 1,30 - (2,500 \cdot 1,50 \cdot 5,00) \cdot \frac{2,10^2}{2} = 96,2 \text{ tm}$$

SEZIONE RETTANGOLARE

SEZIONE	base (cm)	500
	altezza (cm)	150
ARMATURA	compressa	50Ø20
	tesa	50Ø26
SOLLECITAZIONI	$M_{sd} = 96,2 \text{ tm}$	
INDICI DI RESISTENZA	$M_{rd} = 1.411 \text{ tm}$	
	$I_R = 14,66$	

7.5.4.4 TABULATI DI CALCOLO

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi
si faccia riferimento al manuale di
input PARAGEN, versione 6.0 .

```

N. comando
1: * Paratie for Windows version 6.0
2: * Filename= <\\rossix\studio\paratie\
  mare\cavalcavia\palo pile cav
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kg Lenght=m
5: *
6: units m kg
7: title Cavalcavia palo L=25 mt
8: delta 0.2
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: wall LeftWall 0 -28 0
15: *
16: soil UHLeft LeftWall -28 0 1 0
17: soil DHLeft LeftWall -28 0 2 180
18: *
19: material Calcestruzzo 3E+009
20: *
21: beam Palificata LeftWall -25 0 Calcestruzzo 0.424214
22: *
23: * Soil Profile
24: *
25: ldata A1 0
26: weight 2000 1150 1000
27: atrest 0.305342 0.5 1
28: resistance 0 42 0.171 10.637
29: young 6.85249E+006 1.0964E+007
30: endlayer
31: *
32: step 1 : Condizione geostatica
33: setwall LeftWall
34: geom 0 0
35: water 0 0
36: surcharge 0 0 0 0
37: add Palificata
38: endstep
39: *
40: step 2 : Taglio in testa palo
41: load constant LeftWall 0 1 2500
42: setwall LeftWall
43: geom 0 0
44: water 0 0
45: surcharge 0 0 0 0
46: endstep
47: *
48: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A1			
natura	1=granulare, 2=argilla	= 1.0000	
quota superiore		= 0.0000	m
quota inferiore		= -0.10000E+31	m
peso fuori falda		= 2000.0	kg/m ³
peso efficace in falda		= 1150.0	kg/m ³
peso dell'acqua		= 1000.0	kg/m ³
angolo di attrito		= 42.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka		= 0.17100	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp		= 10.637	(A MONTE)
Konc normal consolidato		= 0.30534	
esponente di OCR		= 0.50000	

OCR: grado di sovraconsolidazione = 1.0000
 modello di rigidità = 1.0000
 modulo el. compr. vergine = 0.68525E+07 kg/m²
 modulo el. scarico/ricarico = 0.10964E+08 kg/m²
 natura 1=granulare, 2=argilla = 1.0000 (A VALLE)
 angolo di attrito = 42.000 DEG (A VALLE)
 coeff. spinta attiva ka = 0.17100 (A VALLE)
 coeff. spinta passiva kp = 10.637 (A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = 0.0000 m
 quota della falda = 0.0000 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kg/m²
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.0000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kg/m²
 quota del sovraccarico a valle = 0.0000 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -28.000 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = 0.0000 m
 quota della falda = 0.0000 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kg/m²
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.0000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kg/m²
 quota del sovraccarico a valle = 0.0000 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -28.000 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	LeftWall	0.	-28.00	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-28.00	DOWNHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
Palificata	LeftWall	0.	-25.00	_	0.4242

RIASSUNTO DATI VARI
=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kg/m ²
Calc	3E+009

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	ZETA	FORCE	MOMENT
Left	2	2	0.0000	2500.0	0.0000

UNITS FOR ZETA =m
FORCE UNITS =kg/m
MOMENT UNITS =kg*m/m

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	5	SI

MASSIMI SPOSTAMENTI LATERALI

TUTTI I PASSI

* PARETE LeftWall*

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

* NOTA: LE QUOTE ESPRESSE IN m
E GLI SPOSTAMENTI IN m

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE	PARETE LeftWall
1	0.0000	0.47469E-02	2	
2	-0.20000	0.44937E-02	2	
3	-0.40000	0.42414E-02	2	
4	-0.60000	0.39912E-02	2	
5	-0.80000	0.37440E-02	2	
6	-1.0000	0.35005E-02	2	
7	-1.2000	0.32617E-02	2	
8	-1.4000	0.30281E-02	2	
9	-1.6000	0.28006E-02	2	
10	-1.8000	0.25797E-02	2	
11	-2.0000	0.23660E-02	2	
12	-2.2000	0.21599E-02	2	
13	-2.4000	0.19620E-02	2	
14	-2.6000	0.17726E-02	2	
15	-2.8000	0.15920E-02	2	
16	-3.0000	0.14205E-02	2	
17	-3.2000	0.12583E-02	2	
18	-3.4000	0.11055E-02	2	
19	-3.6000	0.96223E-03	2	
20	-3.8000	0.82855E-03	2	
21	-4.0000	0.70441E-03	2	
22	-4.2000	0.58971E-03	2	
23	-4.4000	0.48432E-03	2	

24	-4.6000	0.38800E-03	2
25	-4.8000	0.30050E-03	2
26	-5.0000	0.22148E-03	2
27	-5.2000	0.15059E-03	2
28	-5.4000	0.87425E-04	2
29	-5.6000	0.31575E-04	2
30	-5.8000	-0.17393E-04	2
31	-6.0000	-0.59920E-04	2
32	-6.2000	-0.96449E-04	2
33	-6.4000	-0.12742E-03	2
34	-6.6000	-0.15327E-03	2
35	-6.8000	-0.17443E-03	2
36	-7.0000	-0.19130E-03	2
37	-7.2000	-0.20429E-03	2
38	-7.4000	-0.21379E-03	2
39	-7.6000	-0.22016E-03	2
40	-7.8000	-0.22375E-03	2
41	-8.0000	-0.22488E-03	2
42	-8.2000	-0.22386E-03	2
43	-8.4000	-0.22098E-03	2
44	-8.6000	-0.21650E-03	2
45	-8.8000	-0.21068E-03	2
46	-9.0000	-0.20373E-03	2
47	-9.2000	-0.19586E-03	2
48	-9.4000	-0.18726E-03	2
49	-9.6000	-0.17811E-03	2
50	-9.8000	-0.16856E-03	2
51	-10.000	-0.15874E-03	2
52	-10.200	-0.14877E-03	2
53	-10.400	-0.13877E-03	2
54	-10.600	-0.12883E-03	2
55	-10.800	-0.11902E-03	2
56	-11.000	-0.10943E-03	2
57	-11.200	-0.10010E-03	2
58	-11.400	-0.91098E-04	2
59	-11.600	-0.82448E-04	2
60	-11.800	-0.74188E-04	2
61	-12.000	-0.66341E-04	2
62	-12.200	-0.58924E-04	2
63	-12.400	-0.51949E-04	2
64	-12.600	-0.45422E-04	2
65	-12.800	-0.39344E-04	2
66	-13.000	-0.33713E-04	2
67	-13.200	-0.28520E-04	2
68	-13.400	-0.23757E-04	2
69	-13.600	-0.19412E-04	2
70	-13.800	-0.15471E-04	2
71	-14.000	-0.11916E-04	2
72	-14.200	-0.87301E-05	2
73	-14.400	-0.58952E-05	2
74	-14.600	-0.33914E-05	2
75	-14.800	-0.11986E-05	2
76	-15.000	0.70377E-06	2
77	-15.200	0.23363E-05	2
78	-15.400	0.37194E-05	2
79	-15.600	0.48736E-05	2
80	-15.800	0.58186E-05	2
81	-16.000	0.65737E-05	2
82	-16.200	0.71574E-05	2
83	-16.400	0.75877E-05	2
84	-16.600	0.78813E-05	2
85	-16.800	0.80543E-05	2
86	-17.000	0.81215E-05	2
87	-17.200	0.80970E-05	2
88	-17.400	0.79937E-05	2
89	-17.600	0.78237E-05	2
90	-17.800	0.75979E-05	2
91	-18.000	0.73263E-05	2
92	-18.200	0.70180E-05	2
93	-18.400	0.66811E-05	2
94	-18.600	0.63229E-05	2
95	-18.800	0.59499E-05	2
96	-19.000	0.55677E-05	2
97	-19.200	0.51812E-05	2

98	-19.400	0.47948E-05	2
99	-19.600	0.44119E-05	2
100	-19.800	0.40356E-05	2
101	-20.000	0.36683E-05	2
102	-20.200	0.33120E-05	2
103	-20.400	0.29681E-05	2
104	-20.600	0.26377E-05	2
105	-20.800	0.23216E-05	2
106	-21.000	0.20201E-05	2
107	-21.200	0.17333E-05	2
108	-21.400	0.14610E-05	2
109	-21.600	0.12029E-05	2
110	-21.800	0.95845E-06	2
111	-22.000	0.72685E-06	2
112	-22.200	0.50731E-06	2
113	-22.400	0.29891E-06	2
114	-22.600	0.10064E-06	2
115	-22.800	-0.88526E-07	2
116	-23.000	-0.26966E-06	2
117	-23.200	-0.44382E-06	2
118	-23.400	-0.61205E-06	2
119	-23.600	-0.77537E-06	2
120	-23.800	-0.93474E-06	2
121	-24.000	-0.10910E-05	2
122	-24.200	-0.12451E-05	2
123	-24.400	-0.13975E-05	2
124	-24.600	-0.15490E-05	2
125	-24.800	-0.16999E-05	2
126	-25.000	-0.18507E-05	2

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
(PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO Palificata*
STEP 1 - 2

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kg*m/m]
MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kg*m/m]
TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno)[kg/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.9313E-09	0.	2500.
	B	-0.2000	500.0	0.	2500.
2	A	-0.2000	500.0	0.	2347.
	B	-0.4000	969.4	0.	2347.
3	A	-0.4000	969.4	0.	2196.
	B	-0.6000	1409.	0.	2196.
4	A	-0.6000	1409.	0.	2047.
	B	-0.8000	1818.	0.	2047.
5	A	-0.8000	1818.	0.	1900.
	B	-1.000	2198.	0.	1900.
6	A	-1.000	2198.	0.	1754.
	B	-1.200	2549.	0.	1754.
7	A	-1.200	2549.	0.	1611.
	B	-1.400	2871.	0.	1611.
8	A	-1.400	2871.	0.	1469.
	B	-1.600	3165.	0.	1469.
9	A	-1.600	3165.	0.	1328.
	B	-1.800	3430.	0.	1328.
10	A	-1.800	3430.	0.	1188.
	B	-2.000	3668.	0.	1188.
11	A	-2.000	3668.	0.	1048.
	B	-2.200	3877.	0.	1048.
12	A	-2.200	3877.	0.	909.9
	B	-2.400	4059.	0.	909.9
13	A	-2.400	4059.	0.	771.6
	B	-2.600	4214.	0.	771.6
14	A	-2.600	4214.	0.	633.3
	B	-2.800	4340.	0.	633.3
15	A	-2.800	4340.	0.	494.8
	B	-3.000	4439.	0.	494.8
16	A	-3.000	4439.	0.	355.7
	B	-3.200	4510.	0.	355.7

17	A	-3.200	4510.	0.	215.6
	B	-3.400	4554.	0.	215.6
18	A	-3.400	4554.	0.	74.46
	B	-3.600	4568.	0.	74.46
19	A	-3.600	4568.	0.	68.23
	B	-3.800	4555.	0.	68.23
20	A	-3.800	4555.	0.	212.7
	B	-4.000	4512.	0.	212.7
21	A	-4.000	4512.	0.	359.3
	B	-4.200	4440.	0.	359.3
22	A	-4.200	4440.	0.	508.4
	B	-4.400	4339.	0.	508.4
23	A	-4.400	4339.	0.	655.2
	B	-4.600	4208.	0.	655.2
24	A	-4.600	4208.	0.	775.1
	B	-4.800	4053.	0.	775.1
25	A	-4.800	4053.	0.	870.6
	B	-5.000	3879.	0.	870.6
26	A	-5.000	3879.	0.	943.9
	B	-5.200	3690.	0.	943.9
27	A	-5.200	3690.	0.	997.2
	B	-5.400	3490.	0.	997.2
28	A	-5.400	3490.	0.	1033.
	B	-5.600	3284.	0.	1033.
29	A	-5.600	3284.	0.	1052.
	B	-5.800	3073.	0.	1052.
30	A	-5.800	3073.	0.	1058.
	B	-6.000	2862.	0.	1058.
31	A	-6.000	2862.	0.	1054.
	B	-6.200	2651.	0.	1054.
32	A	-6.200	2651.	0.	1040.
	B	-6.400	2443.	0.	1040.
33	A	-6.400	2443.	0.	1019.
	B	-6.600	2239.	0.	1019.
34	A	-6.600	2239.	0.	990.1
	B	-6.800	2041.	0.	990.1
35	A	-6.800	2041.	0.	955.7
	B	-7.000	1850.	0.	955.7
36	A	-7.000	1850.	0.	916.7
	B	-7.200	1667.	0.	916.7
37	A	-7.200	1667.	0.	874.0
	B	-7.400	1492.	0.	874.0
38	A	-7.400	1492.	0.	828.4
	B	-7.600	1326.	0.	828.4
39	A	-7.600	1326.	0.	780.8
	B	-7.800	1170.	0.	780.8
40	A	-7.800	1170.	0.	732.2
	B	-8.000	1024.	0.	732.2
41	A	-8.000	1024.	0.	683.3
	B	-8.200	886.8	0.	683.3
42	A	-8.200	886.8	0.	634.7
	B	-8.400	759.9	0.	634.7
43	A	-8.400	759.9	0.	586.7
	B	-8.600	642.6	0.	586.7
44	A	-8.600	642.6	0.	539.7
	B	-8.800	534.6	0.	539.7
45	A	-8.800	534.6	0.	493.9
	B	-9.000	435.8	0.	493.9
46	A	-9.000	435.8	0.	449.7
	B	-9.200	345.9	0.	449.7
47	A	-9.200	345.9	0.	407.1
	B	-9.400	264.5	0.	407.1
48	A	-9.400	264.5	0.	366.5
	B	-9.600	191.2	0.	366.5
49	A	-9.600	191.2	0.	327.8
	B	-9.800	125.6	0.	327.8
50	A	-9.800	125.6	0.	291.2
	B	-10.00	67.42	0.	291.2
51	A	-10.00	67.42	0.	256.7
	B	-10.20	16.08	0.	256.7
52	A	-10.20	16.08	0.	224.4
	B	-10.40	28.79	0.	224.4
53	A	-10.40	28.79	0.	194.2
	B	-10.60	67.63	0.	194.2

54	A	-10.60	67.63	0.	166.2
	B	-10.80	100.9	0.	166.2
55	A	-10.80	100.9	0.	140.4
	B	-11.00	129.0	0.	140.4
56	A	-11.00	129.0	0.	116.6
	B	-11.20	152.3	0.	116.6
57	A	-11.20	152.3	0.	94.87
	B	-11.40	171.3	0.	94.87
58	A	-11.40	171.3	0.	75.09
	B	-11.60	186.3	0.	75.09
59	A	-11.60	186.3	0.	57.18
	B	-11.80	197.7	0.	57.18
60	A	-11.80	197.7	0.	41.06
	B	-12.00	205.9	0.	41.06
61	A	-12.00	205.9	0.	26.66
	B	-12.20	211.3	0.	26.66
62	A	-12.20	211.3	0.	13.86
	B	-12.40	214.0	0.	13.86
63	A	-12.40	214.0	0.	2.573
	B	-12.60	214.5	0.	2.573
64	A	-12.60	214.5	0.	7.293
	B	-12.80	213.1	0.	7.293
65	A	-12.80	213.1	0.	15.84
	B	-13.00	209.9	0.	15.84
66	A	-13.00	209.9	0.	23.16
	B	-13.20	205.3	0.	23.16
67	A	-13.20	205.3	0.	29.36
	B	-13.40	199.4	0.	29.36
68	A	-13.40	199.4	0.	34.53
	B	-13.60	192.5	0.	34.53
69	A	-13.60	192.5	0.	38.77
	B	-13.80	184.8	0.	38.77
70	A	-13.80	184.8	0.	42.17
	B	-14.00	176.3	0.	42.17
71	A	-14.00	176.3	0.	44.80
	B	-14.20	167.4	0.	44.80
72	A	-14.20	167.4	0.	46.76
	B	-14.40	158.0	0.	46.76
73	A	-14.40	158.0	0.	48.10
	B	-14.60	148.4	0.	48.10
74	A	-14.60	148.4	0.	48.91
	B	-14.80	138.6	0.	48.91
75	A	-14.80	138.6	0.	49.24
	B	-15.00	128.8	0.	49.24
76	A	-15.00	128.8	0.	49.11
	B	-15.20	118.9	0.	49.11
77	A	-15.20	118.9	0.	48.49
	B	-15.40	109.2	0.	48.49
78	A	-15.40	109.2	0.	47.44
	B	-15.60	99.75	0.	47.44
79	A	-15.60	99.75	0.	46.04
	B	-15.80	90.54	0.	46.04
80	A	-15.80	90.54	0.	44.35
	B	-16.00	81.67	0.	44.35
81	A	-16.00	81.67	0.	42.43
	B	-16.20	73.18	0.	42.43
82	A	-16.20	73.18	0.	40.32
	B	-16.40	65.12	0.	40.32
83	A	-16.40	65.12	0.	38.08
	B	-16.60	57.50	0.	38.08
84	A	-16.60	57.50	0.	35.75
	B	-16.80	50.35	0.	35.75
85	A	-16.80	50.35	0.	33.36
	B	-17.00	43.68	0.	33.36
86	A	-17.00	43.68	0.	30.95
	B	-17.20	37.49	0.	30.95
87	A	-17.20	37.49	0.	28.55
	B	-17.40	31.78	0.	28.55
88	A	-17.40	31.78	0.	26.18
	B	-17.60	26.54	0.	26.18
89	A	-17.60	26.54	0.	23.86
	B	-17.80	21.77	0.	23.86
90	A	-17.80	21.77	0.	21.61
	B	-18.00	17.45	0.	21.61

91	A	-18.00	17.45	0.	19.44
	B	-18.20	13.56	0.	19.44
92	A	-18.20	13.56	0.	17.35
	B	-18.40	10.09	0.	17.35
93	A	-18.40	10.09	0.	15.37
	B	-18.60	7.018	0.	15.37
94	A	-18.60	7.018	0.	13.50
	B	-18.80	4.318	0.	13.50
95	A	-18.80	4.318	0.	11.73
	B	-19.00	1.971	0.	11.73
96	A	-19.00	1.971	0.	10.08
	B	-19.20	0.4543E-01	0.	10.08
97	A	-19.20	0.4543E-01	0.	8.547
	B	-19.40	1.755	0.	8.547
98	A	-19.40	1.755	0.	7.125
	B	-19.60	3.180	0.	7.125
99	A	-19.60	3.180	0.	5.816
	B	-19.80	4.343	0.	5.816
100	A	-19.80	4.343	0.	4.620
	B	-20.00	5.267	0.	4.620
101	A	-20.00	5.267	0.	3.532
	B	-20.20	5.973	0.	3.532
102	A	-20.20	5.973	0.	2.550
	B	-20.40	6.483	0.	2.550
103	A	-20.40	6.483	0.	1.670
	B	-20.60	6.817	0.	1.670
104	A	-20.60	6.817	0.	0.8876
	B	-20.80	6.995	0.	0.8876
105	A	-20.80	6.995	0.	0.1991
	B	-21.00	7.035	0.	0.1991
106	A	-21.00	7.035	0.	0.3999
	B	-21.20	6.955	0.	0.3999
107	A	-21.20	6.955	0.	0.9139
	B	-21.40	6.772	0.	0.9139
108	A	-21.40	6.772	0.	1.347
	B	-21.60	6.502	0.	1.347
109	A	-21.60	6.502	0.	1.705
	B	-21.80	6.161	0.	1.705
110	A	-21.80	6.161	0.	1.995
	B	-22.00	5.762	0.	1.995
111	A	-22.00	5.762	0.	2.221
	B	-22.20	5.318	0.	2.221
112	A	-22.20	5.318	0.	2.386
	B	-22.40	4.841	0.	2.386
113	A	-22.40	4.841	0.	2.493
	B	-22.60	4.343	0.	2.493
114	A	-22.60	4.343	0.	2.544
	B	-22.80	3.834	0.	2.544
115	A	-22.80	3.834	0.	2.546
	B	-23.00	3.325	0.	2.546
116	A	-23.00	3.325	0.	2.503
	B	-23.20	2.824	0.	2.503
117	A	-23.20	2.824	0.	2.417
	B	-23.40	2.341	0.	2.417
118	A	-23.40	2.341	0.	2.290
	B	-23.60	1.883	0.	2.290
119	A	-23.60	1.883	0.	2.122
	B	-23.80	1.458	0.	2.122
120	A	-23.80	1.458	0.	1.919
	B	-24.00	1.075	0.	1.919
121	A	-24.00	1.075	0.	1.682
	B	-24.20	0.7384	0.	1.682
122	A	-24.20	0.7384	0.	1.411
	B	-24.40	0.4562	0.	1.411
123	A	-24.40	0.4562	0.	1.108
	B	-24.60	0.2346	0.	1.108
124	A	-24.60	0.2346	0.	0.7712
	B	-24.80	0.8040E-01	0.	0.7712
125	A	-24.80	0.8040E-01	0.	0.4020
	B	-25.00	0.5684E-13	0.	0.4020

8. SPALLE

8.1 AZIONI

8.1.1 AZIONI VERTICALI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Dall'analisi statica longitudinale si ottengono i seguenti valori per le azioni trasmesse dall'impalcato:

Azioni verticali:

peso acciaio + soletta	$(8,5+6,6+6,6+8,5)=$	30,2	ton
permanenti	$(5,5+1,8+1,8+5,5)=$	14,6	ton
accidentali mezzi cond. 1	$(26,3+39,8+19,1+9,7)=$	94,9	ton
accidentali mezzi cond. 2	$(27,7+27,2-3,7+0)=$	51,2	ton

Momenti flettenti in direzione trasversale:

per accidentali cond. 1	$(26,3 - 9,7) \cdot 4,95 + (39,8 - 19,1) \cdot 1,65 =$	227,9	tonm
per accidentali cond. 2	$(27,7 - 0) \cdot 4,95 + (27,3 + 3,7) \cdot 1,65 =$	238,0	tonm

8.1.2 AZIONI ORIZZONTALI

8.1.2.1 SPINTA DEL TERRENO

peso specifico del terreno	$\gamma_t = 1.800 \text{ kg/m}^3$
angolo di attrito interno del terreno	$\phi = 30^\circ$
sovraccarico sul terreno	$q = 2.000 \text{ kg/m}^2$

$$p_1 = q \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = 0,66 \text{ ton/m/m}$$

$$p_2 = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = 1,19 \text{ ton/m/m} \quad h = 1,19 \text{ m}$$

8.1.2.2 AZIONE DI ATTRITO DEGLI APPOGGI

L'azione d'attrito è assunta pari al 3% del valore dei carichi permanenti:

$$H_A = (30,2 + 14,6) \cdot 0,03 = 1,34 \text{ ton}$$

8.1.2.3 SPINTA TRASVERSALE del VENTO

Essendo gli appoggi di tipo mobile la spalla non è soggetta a carichi da azione del vento.

8.2 VERIFICHE

8.2.1 AZIONI SUL TERRENO

Di seguito riporta il calcolo delle azioni sul terreno:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	γ (t/mc)	Peso (t)	dx (m)	bx (m)	M long (tm)
fondazione	1	2,15	13,00	0,80	1	2,50	56	0,00	1,08	60
muro frontale	2	0,30	13,00	1,18	1	2,50	12	1,350	1,50	17
paraghiaia	3	0,00	0,00	0,00	1	2,50	0	0,500	0,50	0
muri laterali	4	0,50	0,00	1,18	2	2,50	0	1,47	1,72	0
terra	5	0,50	13,00	1,18	1	1,80	14	1,70	1,95	27
							81			104

distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m) 1,050

distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro fondazione (m) 1,075

PARAMETRI DELLA FONDAZIONE

A (m ²)	W long	W trasv
27,95	10,02	60,56

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

	N (ton)	H long (ton)	H trasv (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)	Fase 1	Fase 2
permanenti	45	0	0	47	0	30,2	14,6
mezzi centrati	95	0	0	100	228		
mezzi eccentrici	51	0	0	54	238		
folia centrata	0	0	0	0	0		
folia eccentrica	0	0	0	0	0		
frenamento	0	0	0	0	0	0	0,00
attrito	0	4	0	-9	0	1,40	0,00
vento: impalcato scarico	0	0	0	0	0	0	
vento: impalcato carico	0	0	0	0	0	0	
azione centrifuga	0	0	0	0	0	0	
svio	0	0	0	0	0	0	
sisma	2	2	2	7	4	1,00	γ_1 Coeff. d'importanza

PARAMETRI SISMICI

PARAMETRI TERRENO

accelerazione di picco	$\alpha_g =$ 0,15	Peso specifico del terreno:	1,80	ton/m ³	γ
	S= 1,25	ngolo di attrito del terreno	0,52	rad	ϕ 30°
	r= 2	ngolo di inclinazione del muro	1,57	rad	ψ 90°
	Kh= 0,094	Angolo di inclinazione del terreno	0,00	rad	β 0°
Kv=0,5 Kh	Kv= 0,047	Angolo di resistenza terra-muro	0,17	rad	δ 10°
	$\theta_1 =$ 0,089	Coefficiente di spinta del terreno	K1= 0,367		
	$\theta_2 =$ 0,098		K2= 0,373		

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

Kx= 0,05 Ky= 0,05 Kv= 0,05

	p (ton/m ^q)	H long (ton)	M long (ton m)
spinta terreno sismica+statica		18	-12
spinta terreno statica	1,19	15	-10
spinta per sovraccarichi	0,66	17	-17

AZIONI SISMICHE TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (ton)	H long (ton)	H trasv (ton)	M long (ton m)	M trasv (ton m)
	4	4	4	3	3

VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (ton)	<i>M_{rib}</i> (ton m)	<i>M_{stab}</i> (ton m)	η	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	
perm + vento+attrito: A1	126	-19	151	8,05	1,05	0,02	Stati limite di esercizio
perm+accid. centrati+0,6 vento+attrito+svio:A2	221	-36	251	7,05	0,97	0,10	
perm+accid. eccentrici+0,6 vento+attrito+svio:A2	177	-36	205	5,76	0,96	0,12	
perm+accid. centra- ti+fren+0,2 ven- to+attrito+svio:A3	221	-36	251	7,05	0,97	0,10	
perm+accid. eccentrici +fren+0,2 ven- to+attrito+svio:A3	177	-36	205	5,76	0,96	0,12	
perm+accid. centra- ti+centrif.+0,2 ven- to+attrito+svio: A4	221	-36	251	7,05	0,97	0,10	
perm+accid. eccentrici +centrif.+0,2 ven- to+attrito+svio: A4	177	-36	205	5,76	0,96	0,12	
1,5 perm+1,5 vento+1,5 attri- to+1,5 svio: U1	189	-28	227	8,05	1,05	0,02	Stati limite ultimi
1,5 perm+1,5 accid. centra- ti+0,9 vento+1,5 attrito+1,5 svio:U2	331	-53	376	7,05	0,97	0,10	
1,5 perm+1,5 accid. eccentrici +0,9 vento+1,5 attrito+1,5 svio:U2	266	-53	308	5,76	0,96	0,12	
1,5 perm+1,5 accid. centra- ti+0,3 vento+1,5 fren+1,5 at- trito+1,5 svio:U3	331	-53	376	7,05	0,97	0,10	
1,5 perm+1,5 accid. eccentrici +0,3 vento+1,5 fren+1,5 at- trito+1,5 svio:U3	266	-53	308	5,76	0,96	0,12	
1,5 perm+1,5 accid. centra- ti+0,3 vento+1,5 centr.+1,5 attrito+1,5 svio:U4	331	-53	376	7,05	0,97	0,10	
1,5 perm+1,5 accid. eccentrici +0,3 vento+1,5 centr.+1,5 attrito+1,5 svio:U4	266	-53	308	5,76	0,96	0,12	
γI^* perm + sisma X N+	128	-21	153	7,16	1,03	0,04	Stati limite ultimi con sisma
γI^* perm + sisma X N-	124	-23	151	6,46	1,03	0,04	

AZIONI GLOBALI

	<i>N</i> (ton)	<i>M_{long}</i> (ton m)	<i>M_{trasv}</i> (ton m)	<i>T</i> (ton)
perm + vento+attrito: A1	126	3	0	20
perm+accid. centrati+0,6 vento+attrito+svio:A2	221	22	228	37
perm+accid. eccentrici+0,6 vento+attrito+svio:A2	177	21	238	37
perm+accid. centra- ti+fren+0,2 ven- to+attrito+svio:A3	221	22	228	37
perm+accid. eccentrici +fren+0,2 ven- to+attrito+svio:A3	177	21	238	37
perm+accid. centra- ti+centrif.+0,2 ven- to+attrito+svio: A4	221	22	228	37

AZIONI SUL TERRENO

	σ_i max (Kg/cm ²)	σ_i min (Kg/cm ²)	τ (Kg/cm ²)
	0,48	0,42	0,07
	1,39	0,19	0,13
	1,24	0,03	0,13
	1,39	0,19	0,13
	1,24	0,03	0,13
	1,39	0,19	0,13

Stati limite di e-
sercizio

perm+accid. eccentrici+centrif.+0,2 vento+attito+svio: A4	177	21	238	37	1,24	0,03	0,13	Stati limite ultimi
1,5 perm+1,5 vento+1,5 attrito+1,5 svio: U1	189	4	0	30	0,72	0,63	0,11	
1,5 perm+1,5 accid. centrati+0,9 vento+1,5 attrito+1,5 svio:U2	331	33	342	55	2,08	0,29	0,20	
1,5 perm+1,5 accid. eccentrici+0,9 vento+1,5 attrito+1,5 svio:U2	266	32	357	55	1,86	0,05	0,20	
1,5 perm+1,5 accid. centrati+0,3 vento+1,5 fren+1,5 attrito+1,5 svio:U3	331	33	342	55	2,08	0,29	0,20	
1,5 perm+1,5 accid. eccentrici+0,3 vento+1,5 fren+1,5 attrito+1,5 svio:U3	266	32	357	55	1,86	0,05	0,20	
1,5 perm+1,5 accid. centrati+0,3 vento+1,5 centrifuga+1,5 attrito+1,5 svio:U4	331	33	342	55	2,08	0,29	0,20	
1,5 perm+1,5 accid. eccentrici+0,3 vento+1,5 centrifuga+1,5 attrito+1,5 svio:U4	266	32	357	55	1,86	0,05	0,20	
γ_l *perm + sisma X N+	128	6	0	22	0,51	0,40	0,08	sismaX + 0,3 sismaZ
γ_l *perm + sisma X N-	124	6	0	22	0,50	0,39	0,08	sismaX - 0,3 sismaZ
γ_l *perm + sisma Y N+	128	0	7	8	0,47	0,45	0,03	sisma Y + 0,3 sismaZ
γ_l *perm + sisma Y N-	124	0	7	8	0,46	0,43	0,03	sisma Y - 0,3 sismaZ

8.2.2 PARAGHIAIA

Il paraghiaia viene calcolato come una mensola a sbalzo dell'altezza di 1,20 m.

$$p_1 = q \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = 0,66 \text{ ton/m/m}$$

$$p_6 = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = 0,80 \text{ ton/m/m} \quad h=1,20 \text{ m}$$

$$M_{\text{base}} = 0,66 \cdot \frac{1,20^2}{2} + 0,80 \cdot \frac{1,20^2}{6} = 0,70 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

VERIFICA A FLESSIONE SEMPLICE

SEZIONE	base (cm)	100
	altezza (cm)	30
ARMATURA	compressa	5 ϕ 12
	tesa	5 ϕ 12
SOLLECITAZIONI	M=0.7 tm	
TENSIONI	cls	$\sigma_c=(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 10
	ferro	$\sigma_f=(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 538

Relazione di calcolo spalle dirette

Muri in terra rinforzata a paramento verticale

SOMMARIO

Relazione Tecnica.....	2
1. Premessa	2
2. Tecnologia e Calcolo del sistema	2
3. Normativa di riferimento	2
4. Le Opere	3
5. Materiali impiegati.....	3
6. Requisiti richiesti per il Rilevato strutturale	4
7. Istruzioni operative per la realizzazione del rilevato strutturale	6
8. Condizioni di Carico Verificate	8
9. Coefficienti di amplificazione dei carichi e di sicurezza	9
10. Ipotesi di calcolo.....	10
9.1.Rinforzi	10
9.2. Caratteristiche geotecniche e parametri di progetto	11
10.1 Carichi e sovraccarichi	11
10.2 Azioni sismiche	11
11. Metodo di calcolo	12
11.1 MacRes 2.0	12
12. Sezioni oggetto di verifica	18
13. Coefficienti di sovradimensionamento – Valori minimi ottenuti.....	18
14. Pressione di riferimento per il calcolo dei cedimenti in fondazione e Pressione massima	19
15. Tabulati di calcolo	19

Relazione Tecnica

1. Premessa

La presente relazione si riferisce al progetto esecutivo di Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale ovest di Milano - Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino. In particolare alle opere di sostegno in terra rinforzata a paramento verticale in pannelli in calcestruzzo con funzione di spalla diretta.

2. Tecnologia e Calcolo del sistema

Il principio di funzionamento del sistema si basa sull'attrito tra i rinforzi lineari di acciaio, zincato o meno, ed il rilevato di riempimento. Risulta quindi fattore importante per il dimensionamento, il materiale di riempimento del massiccio in terra armata e le sue caratteristiche fisiche (angolo d'attrito, coesione e peso specifico).

La lunghezza, la sezione ed il numero dei rinforzi d'acciaio ad aderenza migliorata del rilevato vengono calcolati in funzione della spinta della terra e dei sovraccarichi eventualmente presenti sul massiccio: i rinforzi infatti sono dimensionati in base agli sforzi di trazione trasmessi loro dal terreno per effetto dell'aderenza.

La proposta tecnica è composta di due sezioni:

- La prima illustra le ipotesi di calcolo con riferimento sia alla stabilità esterna che al dimensionamento interno;
- La seconda comprende l'output del calcolatore con le verifiche del numero e della lunghezza dei rinforzi per le sezioni più significative.

3. Normativa di riferimento

Per quanto attiene ai valori dei coefficienti ed ai metodi di calcolo specifici per le terre rinforzate:

- 1) *Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.Min. 14/01/2008*
- 2) *Normativa Francese AFNOR NF P 94-220-0 "Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples"*
- 3) *BS 8006 - "Code of practice for Strengthened/reinforced soils and other fills"*
- 4) *UNI EN 14475 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Terra rinforzata*
- 5) *UNI 10006 - Costruzione e manutenzione delle strade - Tecniche di impiego delle terre*
- 6) *UNI EN 13242 - Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade*
- 7) *UNI EN 13285 - Miscele non legate - Specifiche*

8) *UNI EN ISO 14688-1 - Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione*

4. Le Opere

La presente proposta tecnica riguarda il dimensionamento interno ed esterno per la realizzazione di una coppia di spalle dirette con muri di sostegno andatori nell'ambito del progetto di cui al punto 1.

Più in dettaglio, oggetto della proposta tecnica sono le seguenti opere:

- Spalla e muri andatori relativi alla struttura CA04.

I principali vantaggi che presentano le opere realizzate nelle sue varie applicazioni e tipologie sono in generale:

- Maggiore economia rispetto ad una soluzione tradizionale in cemento armato su pali nel caso di spalle e muri andatori;
- Rapidità e semplicità di esecuzione;
- Estetica più gradevole e quindi migliore inserimento ambientale;
- Totale affidabilità in zona sismica per le caratteristiche di duttilità;
- Buon comportamento su terreni di capacità portante scarsa e comunque variabile, a causa della sua deformabilità e possibilità di assorbire cedimenti notevoli senza danno;
- Possibilità di utilizzo anche in condizioni di inondabilità per le intrinseche capacità drenanti.

5. Materiali impiegati

Nella stesura della presente relazione è stato previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- *Rinforzi metallici del terreno*

In acciaio conforme alle Norme Europee EN 10025, tipo S355JO

Caratteristiche geometriche:

Larghezza 62,5 mm nella condizione di muro di sostegno

Spessore 4 mm

Lunghezza da tabulati di calcolo

- *Pannelli in calcestruzzo armato o meno*

Pannelli con marchiatura CE secondo quanto previsto nell'Allegato ZA della norma EN15258:08.

Calcestruzzo tipo C32/40, classe di esposizione XF1 con resistenza caratteristica a compressione $\geq 40 \text{ N/mm}^2$

Armatura pannelli in calcestruzzo armato (ove presente) in acciaio tipo B450C

- *Cordolo di livellamento non armato*

Calcestruzzo tipo Rck 15 con resistenza caratteristica a compressione > 15 N/mm²

6. Requisiti richiesti per il Rilevato strutturale

Per la realizzazione del rilevato rinforzato devono essere impiegate terre appartenenti ai gruppi A1-a, A1-b, A3, A2-4 della classifica CNR. - UNI 10006/1963 con esclusione di pezzature superiori a 250mm. Il materiale con dimensioni superiori a 100 mm è ammesso con percentuale inferiore al 15% del totale.

In ogni caso dovranno essere rispettate le seguenti condizioni:

a) Il materiale da rilevato sarà idoneo quando la percentuale passante al setaccio da 75 micron (0,075 mm.), secondo l'analisi granulometrica, è inferiore del 15%.

b) Qualora non fosse verificata la precedente condizione a), il materiale da rilevato sarà comunque considerato idoneo quando:

b-1) la percentuale del campione esaminato per sedimentazione passante al vaglio di 15 micron (0,015 mm.), è inferiore al 10%;

b-2) la percentuale sulle prove realizzate per sedimentazione rimane compresa tra il 10% e 20% e l'angolo di attrito interno, misurato con prove di taglio su campioni saturi, è superiore a 25°.

In ogni caso saranno esclusi elementi di diametro maggiore o uguale a 250mm, e i materiali che, da prove opportune, presentino angoli d'attrito minori di quelli previsti in progetto.

Il peso di volume del terreno di riempimento, in opera compattato, dovrà essere superiore a quanto indicato nella presente relazione al capitolo "ipotesi di calcolo". Tale materiale dovrà essere compattato fino a raggiungere il 95% della densità secca AASHTO (ASTM D1557).

Il valore della resistività del materiale da rilevato, saturato dopo un'ora di contatto terra-acqua alla temperatura di 20°C, dovrà essere superiore a 1.000 Ohm*cm. per opere a secco e 3.000 Ohm*cm. per opere inondabili.

Il valore di attività degli ioni (pH) misurato sull'acqua del campione di terra saturato, dovrà essere compreso tra 5 e 10.

Il contenuto in cloruri e solfati dovrà essere determinato soltanto per quei materiali la cui resistività sia compresa tra i 1.000 e i 5.000 Ohm cm. e in questo caso non dovrà eccedere i seguenti valori:

	<i>Opere a secco</i>	<i>Opere in acqua dolce</i>	<i>Metodo di Prova di Riferimento</i>
[Cl ⁻]	200 mg/kg	100 mg/kg	UNI EN 1744-1
[SO ₄ ⁻²]	200 mg/l	100 mg/l	EN 196-2
[NH ₄ ⁺]	15 mg/l	15 mg/l	ISO 7150-1 o 7150-2
[Mg ⁺⁺]	300 mg/l	300 mg/l	ISO 7980

Per la determinazione dell'idoneità del materiale da porre in opera nella porzione rinforzata del rilevato si effettueranno preventivamente le seguenti prove:

-
- analisi granulometrica con relativa classificazione CNR-UNI 10006;
 - determinazione del contenuto naturale d'acqua;
 - determinazione del limite liquido e dell'indice di plasticità sull'eventuale porzione di passante al setaccio 0,4 UNI 2332 ;
 - prova Proctor per la determinazione del grado di umidità ottimale - AASHTO mod. T180.
 - prova di compattazione AASHTO;
 - Determinazione del valore della resistività e del pH per ogni campione della stessa provenienza.

Materiali non conformi alle specifiche potranno essere usati solo su autorizzazione scritta del progettista ed approvate dalla DD.LL..

7. Istruzioni operative per la realizzazione del rilevato strutturale

Il materiale verrà posto in opera per strati di altezza pari a circa 375mm, secondo le modalità riportate in dettaglio nel MANUALE di MONTAGGIO .

La posa del rilevato seguirà immediatamente il montaggio di ciascuna fila di pannelli; in corrispondenza di ogni strato di rinforzo il materiale sarà steso e compattato prima della posa e del fissaggio delle stesse.

6.1 Stesa del materiale

La stesa del materiale dovrà essere eseguita sistematicamente per strati di spessore costante e con modalità e attrezzature atte ad evitare segregazione, brusche variazioni granulometriche e del contenuto d'acqua.

Durante le fasi di lavoro, e ad opera ultimata, si dovrà garantire il rapido deflusso delle acque meteoriche conferendo sagomature aventi pendenza trasversale non inferiore al 4%, perpendicolare al paramento e a scendere verso la coda dei rinforzi.

Lo spessore allo stato sciolto di ogni singolo strato di rilevato non dovrà risultare superiore a 40 cm. La stesa avverrà sempre parallelamente al paramento esterno.

6.2 Compattazione

Il grado di compattazione sarà $\geq 95\%$ del valore fornito dalla prova AASHTO mod. T 180. La compattazione potrà aver luogo soltanto dopo aver accertato che il contenuto d'acqua delle terre sia prossimo ($\pm 1,5\%$ ca.) a quello ottimale determinato mediante la prova AASHTO mod. T 180.

Se tale contenuto dovesse risultare superiore, il materiale dovrà essere essiccato per aerazione.

Se inferiore l'aumento sarà conseguito per umidificazione e con modalità tali da garantire una distribuzione uniforme dell'acqua entro l'intero spessore dello strato.

Tipo, caratteristiche e numero dei mezzi di compattazione, e anche le modalità esecutive di dettaglio (numero di passate, velocità operativa, frequenza), dovranno essere tali da garantire le caratteristiche del rilevato Strutturale di cui al capitolo 6.

La compattazione a tergo del paramento dovrà essere tale da escludere una riduzione nell'addensamento.

In particolare si dovrà evitare che grossi rulli vibranti operino entro una distanza $\leq 1,5$ m. dai paramenti della terra armata.

A questa distanza si useranno mezzi di compattazione leggeri quali piastre vibranti, piccoli rulli vibranti, badando a garantire i valori di densità richiesti, operando, se necessario, su strati di spessore ridotto.

Qualora si dovessero manifestare erosioni di sorta sul terreno già steso, si dovrà provvedere al ripristino delle zone danneggiate.

6.3. Condizioni climatiche

La costruzione dei rilevati in presenza di gelo o di pioggia persistenti non sarà consentita in linea generale, tranne per quei materiali meno suscettibili all'azione del gelo e delle acque meteoriche (es. ghiaia). Nella esecuzione di rilevati con terre ad elevato contenuto della frazione coesiva dovranno essere tenuti a disposizione anche dei rulli gommati che permettano la chiusura della superficie dell'ultimo strato in caso di pioggia.

6.4. Rilevati di prova

Quando prescritto dalla Direzione Lavori, l'Impresa procederà alla esecuzione dei rilevati di prova. In particolare si potrà fare ricorso ai rilevati di prova per verificare l'idoneità di materiali diversi da quelli specificati nei precedenti capitoli.

Il rilevato di prova consentirà di individuare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali messi in opera, le caratteristiche dei mezzi di compattazione (tipo, peso, energie vibranti) e le modalità esecutive più idonee (numero di passate, velocità del rullo, spessore degli strati, ecc.), le procedure di lavoro e di controllo cui attenersi nel corso della formazione dei rilevati.

6.5. Prove di controllo

Prima che venga messo in opera uno strato di terreno nel rilevato rinforzato, quello precedente dovrà essere sottoposto alle prove di controllo e possedere i requisiti di costipamento richiesti.

La frequenza delle prove di seguito specificata, deve ritenersi come minima e potrà essere aumentata, in considerazione della maggiore o minore omogeneità granulometrica dei materiali portati a rilevato e della variabilità nelle procedure di compattazione.

Le prove andranno distribuite in modo tale da essere sicuramente rappresentative in relazione alle caratteristiche dei terreni utilizzati.

La serie di prove sui primi 5000 mc. Potrà essere effettuata una sola volta a condizione che i materiali mantengano caratteristiche omogenee e siano costanti le modalità di compattazione.

FREQUENZA MINIMA DELLE PROVE
RILEVATI RINFORZATI DA RINFORZI LINEARI

TIPO DI PROVA	PRIMI 5000 mc Ripetere la prova ogni (m3)	SUCCESSIVI mc Ripetere la prova ogni (m3)
Classif. CNR - UNI 10006	2000	5000
Resistività	5000 ^a	5000
pH	2000 ^a	5000
Contenuto in cloruri e solfati per valori di resistività tra 1000/5000 Ohm.cm	5000 ^a	5000
Costip. AASHTO Mod. CNR	2000	5000
Densità in sito CNR 22	250	1000
Carico su piastra CNR 9 - 70317	1000	5000
Controllo umidità	^b	^b

NOTE:

a - Prove da effettuare solo nel caso di utilizzo di rinforzi in acciaio

b - Frequenti e rapportate alle condizioni meteorologiche locali ed alle caratteristiche di omogeneità dei materiali costituenti il rilevato

8. Condizioni di Carico Verificate

Le verifiche della struttura sono state condotte secondo gli Stati limite Ultimi (SLU).

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del gennaio 2008 - capitolo 6 - è stato utilizzato l'approccio 1 che prevede la seguente applicazione di coefficienti parziali di carichi, parametri geotecnici e resistenze (come definiti nel capitolo successivo):

Per quanto riguarda invece le verifiche agli *SLU di tipo geotecnico (GEO)* e le verifiche agli *SLU di tipo strutturale (STR)* (V. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), cioè le Verifiche Esterne a Scorrimento della fondazione, per la determinazione della Pressioni massime agenti sul terreno di fondazione (dato fornito per la successiva verifica al Punzonamento da parte del progettista generale) e per le Verifiche Interne a rottura dei rinforzi e a Sfilamento degli stessi si è utilizzato l'Approccio 1:

A1+M1+R1 e A2+M2+R2.

La Verifica Esterna a Ribaltamento viene poi trattata a parte come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando l'approccio: EQU+M2, per le sole condizioni di carico A ed 1s.

Inoltre, al fine di considerare le disposizione di carico più dannose, sono stati considerati le seguenti *condizioni di carico*:

Condizione di carico 1: Vengono considerati sfavorevoli tutti i carichi G_w (applicazione del valore massimo di progetto), G_p , Q_w e Q_p .

Tale condizione risulta dimensionante ai fini della Verifica Esterna per la valutazione dei carichi massimi in fondazione e per la Verifica Interna alla rottura dei rinforzi.

Condizione di carico 2: Vengono considerati favorevoli il peso proprio della struttura G_w (applicazione del Valore minimo di Progetto) ed i carichi Variabili applicati al di sopra della struttura stessa Q_w . Vengono considerati Sfavorevoli i carichi permanenti a tergo della struttura (spinta del terreno) G_p ed il corrispondente effetto dei carichi variabili che non gravano sulla struttura ma che sono a tergo della stessa Q_p .

Tale condizione risulta dimensionante ai fini della Verifica Esterna a Scorrimento e, con i coefficienti richiesti dalla combinazione EQU+M2, della Verifica Esterna a Ribaltamento (GEO), nonché alla Verifica Interna a sfilamento dei rinforzi (STR).

Condizione di carico 4: Vengono considerati pari all'unità i coefficienti di parziali dei carichi Permanenti G_w , G_p e considera nulli i coefficienti parziali dei carichi Variabili Q_w e Q_p .

Tale condizione risulta dimensionante nell'analisi dei Cedimenti in fondazione a Lungo termine.

In accordo con le citate Norme AFNOR, e in favore di sicurezza data la non prevedibilità del grado di compattazione effettivamente raggiunto in opera, si impone inoltre una variabilità di + o - il 10% al valore della densità del massiccio, assumendo il valore minimo nelle condizioni di carico in cui tale valore sia favorevole alla stabilità, ed il valore massimo nelle condizioni in cui tale valore sia

sfavorevole.

Le condizioni di carico 5 ed 6 si riferiscono alle fasi temporanee della costruzione della sella di appoggio.

Le verifiche sismiche sono condotte secondo le stesse condizioni di carico A (1s), B (2s) 5 (4s) e 6 (5s) ed imponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

9. Coefficienti di amplificazione dei carichi e di sicurezza

Il progetto strutturale e geotecnico delle opere in esame sarà condotto in conformità alle indicazioni del NTC 2008 (rif. Cap. 6).

Nell'ambito delle verifiche allo stato limite ultimo si sono adottati i seguenti parametri:

Coefficienti PARZIALI DEI PARAMETRI DI RESISTENZA γ_R		
$R_d = R_k / \gamma_R$	R1	R2
<u>Stabilità Esterna</u>		
Scorrimento - Slittamento per attrito $\gamma_{m\phi} = \gamma_{R \text{ scorrimento}}$	1,00	1,0
Ribaltamento $\gamma_{\text{over}} = \gamma_{R \text{ ribaltamento}}$	1,00	1,0
<u>Stabilità Interna</u>		
Rottura dei rinforzi ($\gamma_{mt} = \gamma_{Rt}$)	1,00	1,00
Aderenza dei rinforzi ($\gamma_{mf} = \gamma_{Rf}$)	1,00	1,00

Coefficienti parziali DEI PARAMETRI DI RESISTENZA γ_M		
	M1	M2
Peso unità di volume γ_f	1,00	1,00
Angolo di attrito $\tan\phi'_k (\gamma_{\phi'})$	1,00	1,25(*)
Coesione efficace $c'_k (\gamma_{c'})$	1,00	1,25(*)
Resistenza non drenata $c_{uk} (\gamma_{cu} \text{ non utilizzato})$	1,00	1,40(*)

Nota: Coefficienti parziali dei parametri di resistenza da applicare nel calcolo di stabilità interna ed esterna. (*) i coefficienti vengono introdotti a monte del calcolo riducendo i valori di input dei parametri geotecnici. In particolare per tutti gli angoli di attrito dei terreni si assume un angolo di calcolo $\phi_c = \arctan(\tan\phi' / \gamma_{\phi'})$

Coefficients PARZIALI AZIONI $\gamma_f = \gamma_f$			
		A1	A2
PERMANENTE: (Pesi, spinte geostatiche del terreno; sovraccarichi permanenti) ($\gamma_G = \gamma_{F1G}$)	Sfavorevole	1,35	1,00
	Favorevole	1,00	1,00
VARIABILE: (sovraccarichi variabili; sisma; spinte relative indotte) ($\gamma_Q = \gamma_{F1Q}$)	Sfavorevole	1,50	1,30
	Favorevole	0,00	0,00

Tabella 2: Coefficienti parziali dei carichi e delle spinte (i carichi permanenti non strutturali sono assimilati ai sovraccarichi permanenti in quanto compiutamente definiti)

10. Ipotesi di calcolo

CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA	CLASSE TEMPORALE	OPERA PERMANENTE		
	CLASSE DI SICUREZZA	OPERA CORRENTE		
	DURATA DI SERVIZIO	70 ANNI		
	LIVELLO DI SICUREZZA	ORDINARIO		
	AMBIENTE DI ESERCIZIO	A SECCO		
CARATTERISTICHE DEI COMPONENTI STRUTTURALI	TIPO DI PARAMENTO	PANNELLI CALCESTRUZZO		
	INCLINAZ. PARAMENTO	90°		
	TIPO DI RINFORZO	HA 50x4		
DATI GEOTECNICI	TERRA ARMATA	$\gamma_1 = 19 \text{ KN/mc}$	$\phi_1 = 30^\circ$	$c'_1 = 0 \text{ KPa}$
	RILEVATO A TERGO	$\gamma_2 = 19 \text{ KN/mc}$	$\phi_2 = 30^\circ$	$c'_2 = 0 \text{ KPa}$
	FONDAZIONE	$\gamma_3 = 18 \text{ KN/mc}$	$\phi_3 = 27^\circ$	$c'_3 = 5 \text{ KPa}$
CARICHI ACCIDENTALI ESTERNI	STATICO	Stradale $q = 20 \text{ Kpa}$ sopra e/o dietro il massiccio		
	SISMICO	Accelerazione di calcolo: $kh = 0,0016$		
CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO		Carichi permanenti = 42 kN/m Carichi variabili massimi = 83 kN/m		

9.1. Rinforzi

Nella verifica interna a rottura dei rinforzi il calcolo viene eseguito considerando uno spessore ridotto rispetto a quello iniziale per tener conto della corrosione nel tempo. Tale riduzione, detta "spessore di sacrificio dei rinforzi", è fissata dalla AFNOR 94-270 in funzione della tipologia di

opera e della vita di servizio; la resistenza a trazione di ciascun rinforzo ne viene proporzionalmente ridotta.

9.2. Caratteristiche geotecniche e parametri di progetto

Nei calcoli di stabilità e resistenza si sono assunte le seguenti caratteristiche fisiche dei terreni:

Per il rilevato

Peso specifico:	18-20 kN/m ³
Angolo di attrito interno:	30 deg.
Coesione:	0 KPa

- *Per il rilevato dietro il massiccio armato*

Peso specifico:	19 kN/m ³
Angolo di attrito interno:	30 deg.
Coesione:	0 KPa

- *Per il terreno di fondazione*

Angolo di attrito interno:	27 deg.
Coesione:	5 KPa

10.1 Carichi e sovraccarichi

Si è considerato agente sul Rilevato strutturale (MASSICCIO) un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa.

Per le verifiche sismiche il sovraccarico accidentale dovuto al transito di mezzi viene moltiplicato per il fattore $\Psi_{2j}=0.2$ in accordo con D.M. 14/01/2008 cap. 3.2.4.

10.2 Azioni sismiche

Il calcolo viene inoltre eseguito tenendo conto delle azioni sismiche dell'area oggetto del progetto secondo con quanto prescritto da D.M. 14/01/2008 per cui:

Coefficiente di sottosuolo: $S = S_s \times S_t = 1,5$

Coefficiente di riduzione: $\beta_m = 0,24$ (per la determinazione del valore si veda la tabella 10.1)

Coefficiente sismico orizzontale k_h : $a_d/g = S \times a_g/g \times \beta_m = 0,0016$

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g/g \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g/g \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g/g \leq 0,1$	0,20	0,18

Per tener conto dell'amplificazione dell'azione sismica in funzione dell'altezza del muro, il programma di calcolo incrementa globalmente il coefficiente sismico orizzontale (accelerazione sismica di calcolo) che, secondo la teoria di Seed e Whitman, diventa pari a:

Coefficiente sismico orizzontale di calcolo $k_{hc} = a_d/g = a_d/g (1,45 - a_d/g)$

Coefficiente sismico verticale di calcolo $k_{vc} = k_{hc}/2$

11. Metodo di calcolo

Per le verifiche ed i dimensionamenti delle strutture sono stati utilizzati programmi MacRes 2.0

11.1 MacRes 2.0

MACRES 2.0 è un foglio calcolo impiegato per il dimensionamento dei muri in terra armata a paramento verticale.

Di seguito viene esposto sinteticamente il metodo di calcolo richiamando le formule matematiche principali che il programma di calcolo utilizza.

Gli out put di calcolo relativi alle sezioni trasversali esaminate dell'opera in oggetto sono riportati nel successivo capitolo 16.

SEZIONE (nome)

Se più di una sezione viene calcolata nel corso della stessa sessione di programma, i punti successivi sono ripetuti per ciascuna di esse.

Caratteristiche dei terreni :

MASSICCIO IN T.A. (terreno 1) : Sono indicati la densità massima e minima (γ_1) e l'angolo di attrito interno (ϕ_1).

TERRENO A TERGO DELLA STRUTTURA (terreno 2) : Sono indicati la densità (γ_2) e l'angolo di attrito interno (ϕ_2).

TERRENO DI FONDAZIONE (terreno 3) : Sono indicati l'angolo di attrito interno (ϕ_3) e la coesione (C_3).

SPINTE DELLE TERRE

Il diagramma della spinta delle terre applicata a tergo del muro dipende dalla geometria del terrapieno soprastante e dal sovraccarico.

La spinta delle terre è inclinata sull'orizzontale di un angolo, δ , definita nella Norma AFNOR NF P 94-220 nell'Appendice F secondo la seguente formula:

$$\delta = 0.8(1 - 0.7 \frac{L}{H})\Phi_1 + [\beta_e - 0.8(1 - 0.7 \frac{L}{H})\Phi_1] \sqrt{\frac{X}{H}} \quad [2]$$

in cui:

$$L = \frac{S}{H} = \frac{W}{\gamma_1 H} \quad [3]$$

$$\beta_e = \frac{3\beta + \Phi_2}{4} \quad [4]$$

$$X = \frac{K_{2y}}{K_{2x} - K_{2y}} D \tan \beta \quad [5]$$

I coefficienti di spinta in condizioni statiche, K_{2x} e K_{2y} , sono anch'essi computati secondo quanto prescritto dalle Norme AFNOR NF P 94-270.

$$K_{2x} = \frac{(\cos^2 \Phi_2 / \cos \delta)}{[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_2 + \delta) \sin(\Phi_2 - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}}]^2} \quad [6] \quad K_{2y} = \frac{(\cos^2 \Phi_2 / \cos \delta)}{[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_2 + \delta) \sin(\Phi_2 - \omega)}{\cos \delta \cos \omega}}]^2} \quad [7]$$

La spinta dovuta al terrapieno è calcolata come:

$$P = \frac{1}{2} K_{2x} \gamma_2 X^2 + K_{2x} \gamma_2 XY + \frac{1}{2} K_{2y} \gamma_2 Y^2 \quad [8]$$

Nel caso di calcolo in zona sismica, due ulteriori coefficienti di spinta in condizioni dinamiche, K_{aex} e K_{aey} , compaiono nei calcoli. Tali coefficienti sono calcolati seguendo le formule proposte da Mononobe-Okabe, in conformità alle raccomandazioni AFPS.

$$K_{aex} = \left[\frac{(\cos \Phi_2 - \zeta)}{\cos \zeta [1 + \sqrt{\frac{\sin \Phi_2 \sin(\Phi_2 - \zeta - \beta)}{\cos \zeta \cos \beta}}]} \right]^2 \quad [9]$$

$$K_{aey} = \left[\frac{(\cos \Phi_2 - \zeta)}{\cos \zeta [1 + \sqrt{\frac{\sin \Phi_2 \sin(\Phi_2 - \zeta - \omega)}{\cos \zeta \cos \omega}}]} \right]^2 \quad [10]$$

in cui $\zeta = \arctan(0.5 \times a_n/g)$ (per $\zeta=0 \rightarrow K_{aex} = K_{0x}$ e $K_{aey} = K_{0y}$)

Le azioni sismiche dinamiche (o pseudo dinamiche) dovute al terrapieno sono dunque:

- incremento dinamico della spinta dovuta al terrapieno E_{ae}
- Sforzi d'inerzia globale $E_i = E_{im}$ (massiccio) + E_{ir} (terreno sopra il massiccio)
- Variazioni dinamiche dei pesi propri $dW = dW_m$ (massiccio) + dW_r (terreno sopra il massiccio)

STABILITA' ESTERNA

I calcoli sono eseguiti sulla larghezza di 1 metro.

STATO LIMITE DI STABILITA' ESTERNA

Stabilità esterna - Punzonamento

Per ogni combinazione di carico considerata, il programma calcola:

- R_v ed R_h , Risultanti delle forze verticali ed orizzontali (in kN/m),
- M_s ed M_r , Momento stabilizzante e momento ribaltante (in kNm/m),
- $q_{ref.}$, pressione di riferimento di Meyerhof esercitata sulla base (in kPa),

- 2.x, larghezza su cui si applica la pressione pari a due volte l'eccentricità.

La verifica a punzonamento è soddisfatta se:

$$q_{ref.} \leq \frac{q_{fu}}{\gamma_{mq}}$$

Nel caso di verifiche di spalle di ponte occorre considerare come pressione di riferimento q_{max} .
in cui q_{fu} è il valore della pressione limite ultima che tiene conto delle caratteristiche del terreno di fondazione e dell'inclinazione della risultante delle forze, la cui tangente ha il valore R_h/R_v .

Stabilità esterna – Slittamento e Ribaltamento

Per ogni combinazione di carico considerata (la combinazione 3 non viene considerata poiché viene utilizzata solo per la valutazione dei cedimenti), il programma calcola il Fattore di sovradimensionamento nei confronti dello slittamento sul piano di fondazione, Γ , dato da :

$$\Gamma = \frac{R_v \times \frac{\tan \phi}{\gamma_{m\phi}} + \frac{c}{\gamma_{mc}} \times L}{R_h}$$

in cui ϕ e c sono alternativamente l'angolo di attrito interno e la coesione del materiale costituente il massiccio in terra rinforzata (per garantirsi contro lo slittamento all'interno della struttura) o del terreno costituente la fondazione (per garantirsi contro lo slittamento all'interno di quest'ultimo). I valori riportati dal tabulato sono già divisi per il fattore di sicurezza γ_R .

Il programma calcola anche per ogni combinazione di carico considerata, i valori minimi dell'angolo di attrito interno e della coesione al contatto tra terreno costituente la fondazione e massiccio in Terra Armata (entrambi considerati o puramente attritivi o puramente coesivi).

Il Fattore di sovradimensionamento nei confronti del ribaltamento, viene dato poiché garantisce comunque che le deformazioni saranno limitate. I valori riportati dal tabulato sono già divisi per l'opportuno fattore di sicurezza γ_R ovvero è sufficiente che siano uguali a 1 perché la sicurezza al ribaltamento sia verificata con un fattore di sicurezza pari a al fattore di sicurezza utilizzato.

STABILITÀ INTERNA

A pagina 4 e 5 del tabulato sono riportate informazioni e dati relativi alle verifiche della tensione e dell'aderenza delle armature (stabilità interna) nella sezione. La larghezza di calcolo dipende dalla tipologia del paramento.

STATO LIMITE DI STABILITÀ INTERNA

Stabilità interna – Rottura dei rinforzi (fattori di sovradimensionamento)

Il programma, per ogni livello di rinforzo e per ogni condizione di carico, calcola la tensione massima T_{max} agente, e la tensione all'attacco tra rinforzo e paramento T_o , ottenuta come percentuale di T_{max} in funzione della flessibilità del paramento stesso, e le confronta con le trazioni che provocano, nelle stesse sezioni, la rottura del rinforzo, ottenendo i fattori di sovradimensionamento dei rinforzi nei confronti della rottura.

La tabella presenta i risultati del calcolo. Le relative colonne danno, per ogni livello di rinforzo:

Colonna 1 : il numero di riferimento del livello di rinforzo considerato.

Colonna 2 : la combinazione di carico considerata.

Colonna 3: la sua profondità z (in m) rispetto alla testa del muro.

Colonna 4: la lunghezza dei rinforzi al livello considerato

Colonna 5 : s_v , la distanza verticale tra livelli di rinforzi adiacenti

Colonna 6 : il valore di k , coefficiente di spinta, calcolato secondo il seguente diagramma (Annex E paragrafo E.2.3.3 della Norma AFNOR NF P 94-270)

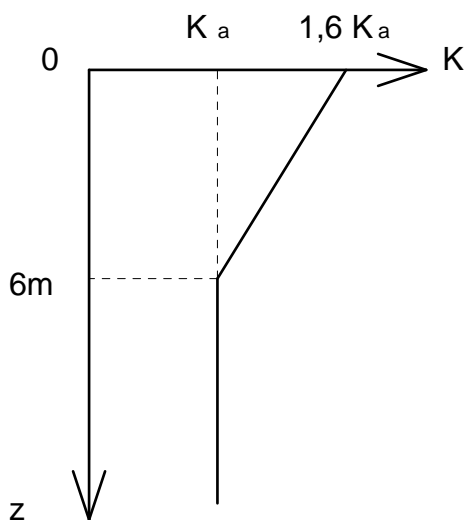


FIG. 1

. Colonna 7 : il tipo di rinforzo

Colonna 8: N° , il numero di rinforzi presenti al livello considerato, nella larghezza di calcolo.
poi, per ogni strato e per ogni condizione di carico:

Colonna 9: σ_v

Colonna 10 : σ_{hi} , la tensione orizzontale $\sigma_{hi} = K\sigma_v$

in cui :

K è dato in Colonna 4, e

σ_v è la tensione verticale alla profondità del livello considerato dovuta ai pesi soprastanti ed al momento ribaltante, calcolata secondo Meyerhof.

Colonna 11 : T_{max} (in kN), valore della trazione massima in un rinforzo dello strato.

Colonna 12: T_o (in kN), valore della trazione all' attacco col paramento in un rinforzo dello strato.

Colonna 13: T_r/T_m , valore del rapporto tra la trazione di rottura T_r nella sez. corrente del rinforzo, già divisa per il fattore di sicurezza minimo γ_{mt} , e $T_m = T_{max}$. I valori riportati dal tabulato sono quindi già divisi per γ_{mt} , ovvero è sufficiente che essi siano uguali a 1 perché la sicurezza alla rottura sia verificata con un fattore di sicurezza pari a γ_{mt} .

Colonna 14: T_{ro}/T_o , valore del rapporto tra la trazione di rottura T_{ro} nella sez. all'attacco del rinforzo, divisa per il fattore di sicurezza minimo γ_{mt} , e T_o . I valori riportati dal tabulato sono quindi già divisi per γ_{mt} , ovvero è sufficiente che essi siano uguali a 1 perché la sicurezza alla rottura sia

verificata con un fattore di sicurezza pari a γ_{mt} .

Slittamento dei rinforzi (fattori di sovradimensionamento)

Il programma, per ogni livello di rinforzi e per ogni condizione di carico, calcola la tensione massima T_{max} agente, e la resistenza massima T_f che l' attrito tra rinforzo e terreno circostante puo' mobilitare, e le confronta tra di loro.

La tabella presenta i risultati del calcolo. Le successive colonne danno, per ogni livello di rinforzo:

Colonna 1 : il numero di riferimento del livello di rinforzo considerato.

Colonna 2 : la combinazione di carico considerata.

Colonna 3: la sua profondità z (in m) rispetto alla testa del muro.

Colonna 4: la lunghezza dei rinforzi al livello considerato

Colonna 5 : L_a (in m), lunghezza di aderenza

Colonna 6 : μ^* , coefficiente di attrito apparente tra terreno e armature

Colonna 7 : la profondità H_a (in m), rispetto alla testa del muro, degli strati di rinforzo

Colonna 8 : tipo di rinforzo (determina il valore di f^*)

Colonna 9 : numero di rinforzi nella larghezza di calcolo, per lo strato considerato.

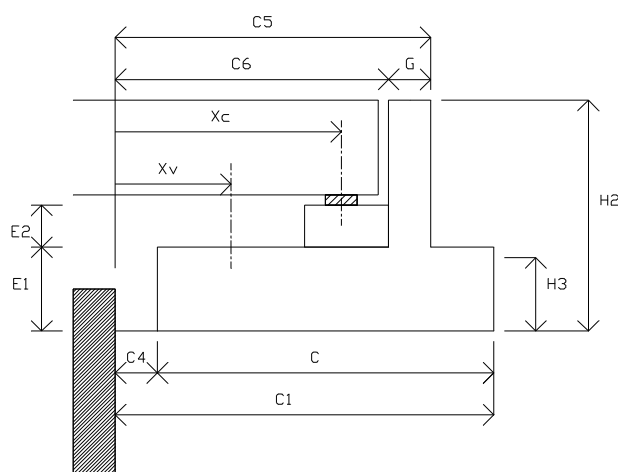
Poi, per ogni strato e per ogni condizione di carico:

Colonna 11 : T_{max} (in kN), valore della trazione massima in un rinforzo dello strato

Colonna 13 : T_f (in kN),valore della resistenza d'attrito per un rinforzo dello strato, divisa per il fattore di sicurezza minimo γ_{mf} . Nel calcolo di T_r la sezione e' inoltre gia' stata ridotta degli spessori sacrificati alla corrosione.

Colonna 14 : T_f/T_m , valore del rapporto tra la resistenza d'attrito T_f nel rinforzo, e T_{max} . I valori riportati dal tabulato sono quindi gia' divisi per γ_{mf} , ovvero e' sufficiente che siano uguali a 1 perche' la sicurezza alla rottura sia verificata con un fattore di sicurezza pari a γ_{mf} .

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SELLA DI APPOGGIO



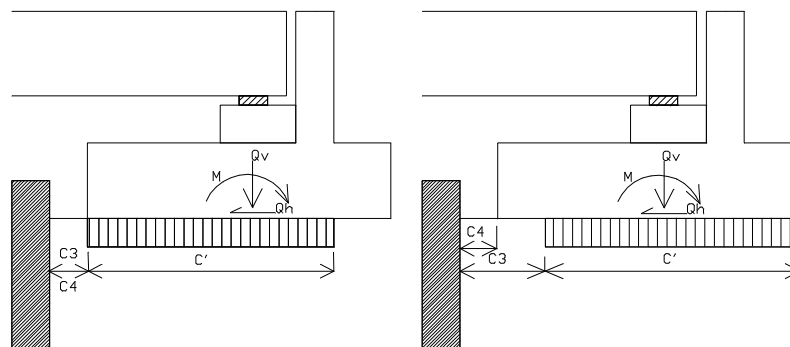
Il programma utilizza per il dimensionamento della sella di appoggio i carichi trasmessi dall'impalcato (esclusi i coefficienti di amplificazione dei carichi) sulla stessa per metro di lunghezza, distinguendo le seguenti grandezze:

- VERTICALE F_{v1} , peso proprio dell'impalcato,
 F_{v2} e F'_{v2} , sovraccarico massimo e minimo sull'impalcato. F'_{v2} , sovraccarico minimo, viene applicato insieme al massimo valore dell'azione frenante; questo termine può assumere anche valori negativi nel caso di strutture iperstatiche.
- ORIZZONTALE F_{h1} , carico permanente dovuto a ritiro e/o deformazioni viscosi impalcato,
 F_{h2} , carico massimo di rottura,
 F_{h3} , carico dovuto alle dilatazioni termiche.
- SISMICO dF_{v1} , variazione dinamica del peso proprio dell'impalcato,
 dF_{v2} e dF'_{v2} , variazione dinamica dei sovraccarichi,
 EF_{v1} , carico orizzontale dovuto all'inerzia.

La verifica di stabilità della sella d'appoggio fornisce i valori della massima pressione esercitata dalla sella stessa sul massiccio e dello sforzo orizzontale applicato alla testa della struttura. Questi valori sono poi utilizzati nel calcolo della spalla senza l'ulteriore applicazione di coefficienti di amplificazione.

Per ogni combinazione di carico considerata, il programma calcola:

- Q_v et Q_h , Risultanti delle forze verticali ed orizzontali, al di sotto della sella di appoggio,
- M , Momento risultante, ovvero la differenza tra il momento stabilizzante ed il momento ribaltante,
- $C3$ - $C4$, ovvero la distanza tra l' estremità della sella e la striscia su cui si esercita la pressione della sella stessa:



- C' , larghezza della striscia caricata, secondo Meyerhof.
- q_s , la pressione massima sotto la sella d' appoggio
- over. overturning, fattore di sovradimensionamento nei confronti del ribaltamento della sella d'appoggio
- over. sliding., Fattore di sovradimensionamento sullo slittamento della sella sul piano d'appoggio.

Ad ognuna delle combinazioni di carico studiate nel caso sismico corrispondono due sottocasi:

- +dW : accelerazione verticale diretta verso il basso

- dW : accelerazione verticale diretta verso l'alto.

La verifica di stabilità della sella d' appoggio dà i valori della massima pressione esercitata dalla sella stessa sul massiccio in terra armata e dello sforzo orizzontale applicato alla testa della struttura. Questi valori sono poi utilizzati nel calcolo della spalla senza l' ulteriore applicazione di coefficienti di amplificazione. Ad esempio, gli stessi valori ottenuti dalla verifica della sella d' appoggio nella combinazione di carico 1, sono utilizzati per il calcolo della spalla nella combinazione di carico 1. Allo stesso modo, le combinazioni di carico 2, 3, 4, 5, 1s, 2s, 4s e 5s considerate nella verifica della sella d' appoggio danno valori che sono utilizzati rispettivamente nei calcoli relativi alle combinazioni 2, 3, 4, 5, 1s, 2s, 4s and 5s per il calcolo della spalla.

12. Sezioni oggetto di verifica

Le Sezioni verificate secondo le combinazioni di carico più gravose per il dimensionamento, di cui nel seguito si riportano i tabulati di calcolo, sono:

- 1) Muro in condizione di spalla diretta $H_{\text{muro}}=8,05\text{m}$

Per le verifiche al ribaltamento invece si rimanda al punto 12, non potendo allegare un output di calcolo, dove è stato indicato il valore minimo ottenuto confrontando i risultati delle singole sezioni verificate. Come si evince la verifica a ribaltamento non risulta determinante al fine del dimensionamento delle opere oggetto della presente relazione, presentando valori molto più alti come fattori di sovradimensionamento rispetto a quelli ottenuti per le verifiche di scorrimento che risultano invece le reali dimensionanti

13. Coefficienti di sovradimensionamento – Valori minimi ottenuti

Nella verifica di stabilità esterna ed interna si definiscono i cosiddetti coefficienti di sovradimensionamento, cioè i rapporti fra le capacità di resistenza della struttura e le azioni agenti sulla struttura stessa. Poiché nel calcolo si introducono sia coefficienti di sicurezza parziali e generali sul metodo, che fattori di amplificazione dei carichi, è sufficiente che i fattori di sovradimensionamento siano maggiori od uguali a 1,00 per garantire la sicurezza nei confronti del criterio considerato. I valori minimi ottenuti nella struttura in oggetto sono riassunti nelle Tabelle successive:

Coefficienti di sovradimensionamento – Valori minimi ottenuti					
Stabilità esterna				Stabilità interna	
	Scorrimento - Slittamento alla base		Ribaltamento	Rottura	Aderenza
	Nel massiccio rinforzato	Nel terreno di fondazione			
	1,63	1,51			
Combinazione NTC2008	<i>A2_M2_R2</i>	<i>A2_M2_R2</i>	<i>A2_M2_R2</i>	<i>A1_M1_R1</i>	<i>A2_M2_R2</i>
Caso	<i>Caso 2</i>	<i>Caso 2</i>	<i>Caso 2</i>	<i>Caso 1</i>	<i>Caso 1S</i>
Condizione da verificare	≥ 1,00	≥ 1,00	≥ 1,00	≥ 1,00	≥ 1,00

Tabella 3: Coefficienti di sovradimensionamento minimi ottenuti

14. Pressione di riferimento per il calcolo dei cedimenti in fondazione e Pressione massima

La pressione massima trasferita in fondazione ottenuta nel calcolo nella combinazione più gravosa (A2_M2_R2 caso 1) vale circa 293 kPa mentre il valore della pressione di riferimento per la valutazione dei cedimenti nella combinazione più gravosa (A1_M1_R1 caso 4) vale 200 kPa.

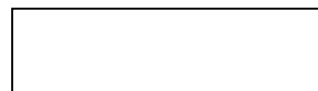
15. Tabulati di calcolo

	MacRes. SOFTWARE
Project Name: Cavalcavia CA04 progr 4+640	Date: 07/11/2014

COMPLEMENTARY DATA						
Reference Standard:		<i>NTC2008 A1_M1_R1</i>				
Calculation Method:		<i>Limit State</i>				
Load Factors:						
Load Case	Load Factors					R.E. density
	Y F1G (w)	Y F1G (p)	Y F1G (w)	Y F1G (p)	Y _f	
1	1,35	1,35	1,50	1,50	20	
2	1,00	1,35	0,00	1,50	18	
3	1,00	1,00	0,00	0,00	20	
4	1,00	1,35	0,00	0,00	18	
5	1,00	1,35	0,00	0,00	18	
1s	1,00	1,00	0,00	0,00	20	
2s	1,00	1,00	0,00	0,00	18	
3s	1,00	1,00	0,00	0,00	18	
4s	1,00	1,00	0,00	0,00	18	
Safety & Method Factors:						
Safety Factors	Y _{imp}	Y _{mc}	Y _{overt}	Y _{mq}	Y _{mt}	Y _{mf}
Static	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Seismic	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Method Factors for	Y _{imp}	Y _{mc}	Y _{overt}	Y _{mq}	Y _{mt}	Y _{mf}
Static	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Seismic	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

GENERAL DATA			
Seismic Data:		Structure class:	
Max horizontal acceleration	0,02	Service life:	70
Reduction factor of live loads	0,20	Site:	No water
Dynamic variation factor	1,00		

MATERIAL DATA		
MacRes System reinforcement:		
Material:	Steel SR355JO	
Strip Type 1	HA 62,5x4	
Allowable tensile strenght (LTDS):		
Current section	83,97 kN	
Connection	66,42 kN	
Width	62,5 mm	
Thickness	4 mm	
Soil Properties		
R.E. BACKFILL		
Density	Y _{max}	20,00 kN/m3
	Y _{min}	18,00 kN/m3
Friction angle	φ _f	30,00 deg.
GENERAL BACKFILL		
Density	Y ₂	20,00 kN/m3
Friction angle	φ ₂	30,00 deg.
FOUNDATION		
Cohesion	c _f	5,00 kPa
Friction angle	φ _f	27,00 deg.
Facing:		
<i>Discrete concrete panels</i>		

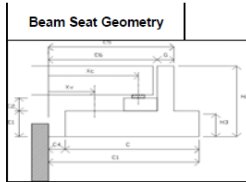


SECTION DATA

Section n. - H=8,05m

Reinforced Soil Mass			
R.E. backfill Height	H_f	8,06	m
Coping Height	H_c	0,01	m
Panel Height	H_p	8,05	m
Slope Height	H_b	0,00	m
Setback	D_b	0,00	m
Angle at toe	β_s	0,00	deg.
Strip Length	L	9,00	m

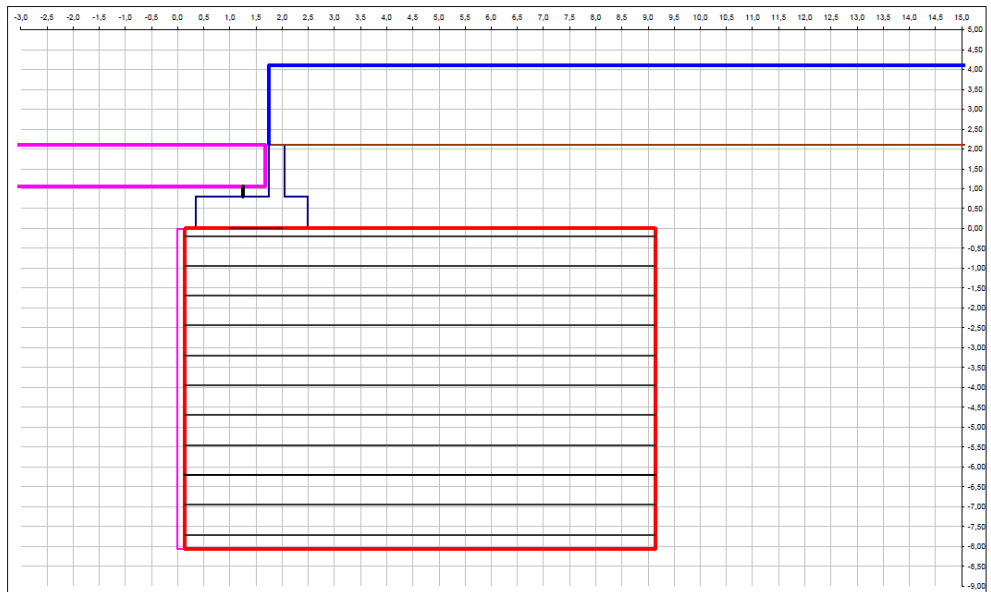
Surcharge			
Load	q	20	kPa
Position	L_q	0,00	m



Widths	
backwall C6	1,60 m
backwall C5	1,90 m
backwall G	0,30 m
beam seat C4	0,20 m
beam seat C1	2,35 m
beam seat C	2,15 m
heel	0,45 m
Heights	
gen. Backfill	2,10 m
Temporary	0,80 m
Beam seat	0,80 m
Bearing/beam seat to	0,25 m
Bearings	
Temporary (X_v)	1,25 m
Permanent (X_c)	1,25 m

Bridge Loads (loads factors not included)		
Vertical Static		
Dead Load	$Fv1$	42,00 kN/m
Max surcharge	$Fv2$	83,00 kN/m
Min surcharge	$Fv2$	0,00 kN/m
Horizontal Static		
Shrinkage/creep	$Fh1$	0,00 kN/m
max breaking	$Fh2$	0,00 kN/m
Thermic strain	$Fh3$	0,00 kN/m
Seismic		
Dynamic variation	$dFv1$	0,00 kN/m
Dynamic variation	$dFv2$	0,00 kN/m
Dynamic variation	$DFv2$	0,00 kN/m
Inertia term	$EFv1$	0,00 kN/m

Earth Pressure		
Inclination of earth pressure :	δ	9,92 deg.
Earth pressure coefficients		
Static	k_{2x}	0,309
	k_{2y}	0,309
Dynamic	k_{aer}	0,340
	k_{aey}	0,340

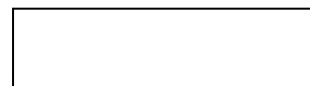


BEAM SEAT CHECKING

CASE	Qv	Q'v	c'+c ₄ +C3	Qh	Mstab	Mdest	Mtot	C'	q _s	Overdesign Coeff Overturning	Overdesign Coeff Sliding	Check on q _s (case 4)	
												q _s	q _{smax}
1	300,51	92,06	2,34	38,02	354,79	33,67	321,12	2,14	140,61	1,33	4,56	q _s	51,43 kPa
2	106,45	-26,80	1,97	38,02	127,96	33,67	94,29	1,77	60,09	1,10	1,62	q _{smax}	200,00 kPa
3	106,45	-26,80	1,97	38,02	127,96	33,67	94,29	1,77	60,09	1,10	1,62	CHECK SATISFIED	
4	106,45	7,75	2,35	13,23	127,96	9,26	118,70	2,07	51,43	1,28	4,65		
5	114,75	63,99	2,31	2,59	121,94	0,69	121,25	2,11	54,30	1,31	25,56		
6	143,71	10,46	2,35	17,86	172,75	12,50	160,24	2,07	69,43	1,44	4,65		
1s+dW	126,49	18,39	2,31	16,80	151,48	18,31	133,17	2,11	60,07	1,31	4,35		
1s-dW	125,61	17,51	2,30	16,80	149,95	18,24	131,71	2,10	59,90	1,30	4,32		
2s+dW	106,87	8,17	2,35	14,18	128,69	10,18	118,51	2,08	51,33	1,29	4,35		
2s-dW	106,03	7,33	2,35	14,18	127,23	10,18	117,05	2,09	50,68	1,30	4,32		
5s+dW	85,13	47,53	2,31	2,34	90,57	0,72	89,85	2,11	40,33	1,31	21,00		
5s-dW	84,87	47,27	2,31	2,34	90,08	0,72	89,36	2,11	40,30	1,31	20,93		
6s+dW	106,87	8,17	2,35	13,73	128,69	9,26	119,43	2,07	51,75	1,28	4,49		
6s-dW	106,03	7,33	2,35	13,73	127,23	9,26	117,97	2,07	51,10	1,29	4,46		

1.1 EXTERNAL STABILITY

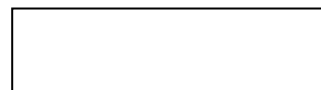
Rv (kN/m)	Rh (kN/m)	Ms (kNm/m)	Mr (kNm/m)	qref (kPa)	qu max (kPa)	Load Case	Overdesign factors	
							Slip in R.S. Mass	Slip in Foundation
2914,73	517,05	13195,83	1878,79	375,35	375,35	Case 1	3,25	2,96
1740,71	517,05	8301,73	1878,79	235,88	235,88	Case 2	1,94	1,80
1889,09	313,62	8712,04	1051,91	232,94	232,94	Case 3	3,62	3,21
1548,83	275,33	7107,14	950,43	200,08	200,08	Case 4	3,41	3,03
1765,11	423,38	8228,03	1420,08	228,82	228,82	Case 5	2,51	2,23
1905,53	327,13	8920,37	1191,30	235,27	235,27	Case 1S+dW	3,50	3,11
1893,05	327,13	8799,86	1191,30	235,12	235,12	Case 1S-dW	3,48	3,09
1721,73	324,29	8236,42	1165,50	216,84	216,84	Case 2S+dW	3,20	2,84
1710,44	324,29	8128,07	1165,50	216,63	216,63	Case 2S-dW	3,18	2,83
1517,84	214,32	6954,54	803,80	188,60	188,60	Case 4S+dW	4,30	3,82
1507,14	214,32	6824,07	803,80	189,70	189,70	Case 4S-dW	4,27	3,79
1721,73	333,70	8040,02	1189,92	214,28	214,28	Case 5S+dW	3,11	2,76
1710,44	333,70	7957,05	1189,92	213,29	213,29	Case 5S-dW	3,09	2,75
Minimum embementement depth				0,56				
Embementement depth check				Check satisfied				



STABILITY CHECK

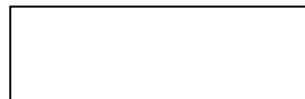
Calculation width: 3,00 m

Layer	LOAD CASE	Depth zj (m)	Lenght (m)	sv (m)	k	Strip type	Strip Number	Tmax (kN)	To (kN)	Tr/Tm	Tro/To
1	1	0,195	9,00	0,460	0,436	1	8	16,65	14,16	5,04	4,69
	2							11,20	9,52	7,50	6,98
	4							4,59	3,91	18,27	17,01
	5							7,43	6,32	11,30	10,51
	1S							6,91	5,87	12,15	11,31
	2S							5,61	4,76	14,98	13,94
	4S							3,42	2,91	24,54	22,83
	5S							6,32	5,37	13,28	12,36
2	1	0,945	9,00	0,750	0,415	1	8	24,98	21,23	3,36	3,13
	2							16,47	14,00	5,10	4,75
	4							8,34	7,09	10,06	9,37
	5							12,05	10,24	6,97	6,49
	1S							11,82	10,04	7,11	6,61
	2S							9,30	7,91	9,03	8,40
	4S							6,37	5,41	13,18	12,27
	5S							10,54	8,95	7,97	7,42
3	1	1,695	9,00	0,750	0,395	1	8	23,48	19,96	3,58	3,33
	2							13,59	11,55	6,18	5,75
	4							9,41	8,00	8,92	8,30
	5							11,96	10,16	7,02	6,53
	1S							12,56	10,68	6,68	6,22
	2S							9,64	8,20	8,71	8,10
	4S							7,94	6,75	10,57	9,84
	5S							11,29	9,60	7,44	6,92
4	1	2,445	9,00	0,750	0,374	1	8	22,07	18,76	3,80	3,54
	2							11,87	10,09	7,08	6,58
	4							10,28	8,74	8,17	7,60
	5							11,76	10,00	7,14	6,64
	1S							13,46	11,44	6,24	5,80
	2S							10,76	9,15	7,80	7,26
	4S							9,80	8,33	8,57	7,97
	5S							12,08	10,27	6,95	6,47
5	1	3,195	9,00	0,750	0,353	1	8	23,67	20,12	3,55	3,30
	2							14,30	12,15	5,87	5,47
	4							11,32	9,62	7,42	6,91
	5							13,00	11,05	6,46	6,01
	1S							16,43	13,97	5,11	4,76
	2S							13,34	11,34	6,29	5,86
	4S							12,49	10,61	6,72	6,26
	5S							14,48	12,31	5,80	5,40
6	1	3,945	9,00	0,750	0,333	1	8	25,28	21,49	3,32	3,09
	2							15,38	13,07	5,46	5,08
	4							12,53	10,65	6,70	6,24
	5							14,30	12,15	5,87	5,46
	1S							18,58	15,79	4,52	4,21
	2S							15,41	13,10	5,45	5,07
	4S							14,45	12,28	5,81	5,41
	5S							16,08	13,67	5,22	4,86
7	1	4,695	9,00	0,750	0,333	1	8	28,01	23,81	3,00	2,79
	2							17,81	15,14	4,71	4,39
	4							14,20	12,07	5,91	5,50
	5							16,21	13,78	5,18	4,82
	1S							20,99	17,84	4,00	3,72
	2S							17,67	15,02	4,75	4,42
	4S							16,55	14,07	5,07	4,72
	5S							18,17	15,45	4,62	4,30
8	1	5,445	9,00	0,750	0,333	1	8	30,67	26,07	2,74	2,55
	2							19,67	16,72	4,27	3,97
	4							16,36	13,91	5,13	4,78
	5							18,38	15,62	4,57	4,25
	1S							23,65	20,10	3,55	3,30
	2S							19,79	16,82	4,24	3,95
	4S							18,65	15,85	4,50	4,19
	5S							20,21	17,18	4,15	3,87
9	1	6,195	9,00	0,750	0,333	1	8	34,60	29,54	2,43	2,25
	2							23,10	19,72	3,64	3,37
	4							18,45	15,75	4,55	4,22
	5							20,71	17,68	4,06	3,76
	1S							25,42	21,70	3,30	3,06
	2S							21,69	18,52	3,87	3,59
	4S							20,58	17,57	4,08	3,78
	5S							21,85	18,65	3,84	3,56
10	1	6,945	9,00	0,750	0,333	1	8	37,99	33,48	2,21	1,98
	2							22,79	20,08	3,68	3,31
	4							20,69	18,24	4,06	3,64
	5							23,04	20,30	3,64	3,27
	1S							26,46	23,32	3,17	2,85
	2S							23,51	20,72	3,57	3,21
	4S							22,34	19,69	3,76	3,37
	5S							23,51	20,72	3,57	3,21
11	1	7,695	9,00	0,740	0,333	1	8	40,78	37,05	2,06	1,79
	2							25,00	22,73	3,36	2,92
	4							22,64	20,58	3,71	3,23
	5							25,00	22,73	3,36	2,92
	1S							29,54	26,85	2,84	2,47
	2S							24,78	22,53	3,39	2,95
	4S							23,53	21,39	3,57	3,11
	5S							24,97	22,70	3,36	2,93



CHECK OF THE ADHERENCE CAPACITY OF THE REINFORCEMENT

Layer	LOAD CASE	Depth zj (m)	Lenght L (m)	Leffectiv e (m)	μ'	ha (m)	Type	No. of Tie points	Width of reinf (m)	Tmax (kN)	ov	Tf continuo	Tf (kN)	Tf/ Tmax
1	1	0,195	9,00	6,33	0,887	2,446	1	8	0,062	16,65	96,05	3237,39	67,12	4,03
	2									11,20	44,03	1484,14	30,77	2,75
	4									4,59	18,95	726,03	15,05	3,28
	5									7,43	44,03	1484,14	30,77	4,14
	1S									6,91	39,14	1319,23	27,35	3,96
	2S									5,61	35,23	1187,31	24,62	4,39
	4S									3,42	35,23	1187,31	24,62	7,19
	5S									6,32	35,23	1187,31	24,62	3,89
2	1	0,945	9,00	6,46	0,825	3,153	1	8	0,062	24,98	115,12	3682,38	76,35	3,06
	2									16,47	56,75	1815,17	37,63	2,29
	4									8,34	32,15	1176,63	24,40	2,92
	5									12,05	56,75	1815,17	37,63	3,12
	1S									11,82	50,44	1613,49	33,45	2,83
	2S									9,30	45,40	1452,14	30,11	3,24
	4S									6,37	45,40	1452,14	30,11	4,73
	5S									10,54	45,40	1452,14	30,11	2,86
3	1	1,695	9,00	6,58	0,764	3,861	1	8	0,062	23,48	134,24	4049,98	83,97	3,58
	2									13,59	69,49	2096,58	43,47	3,20
	4									9,41	45,36	1577,79	32,71	3,48
	5									11,96	69,49	2096,58	43,47	3,63
	1S									12,56	61,77	1863,63	38,64	3,08
	2S									9,64	55,59	1677,26	34,78	3,61
	4S									7,94	55,59	1677,26	34,78	4,38
	5S									11,29	55,59	1677,26	34,78	3,08
4	1	2,445	9,00	6,71	0,702	4,570	1	8	0,062	22,07	153,40	4334,26	89,86	4,07
	2									11,87	82,26	2324,40	48,19	4,06
	4									10,28	58,58	1925,55	39,32	3,88
	5									11,76	82,26	2324,40	48,19	4,10
	1S									13,46	73,12	2066,14	42,84	3,18
	2S									10,76	65,81	1859,52	38,55	3,58
	4S									9,80	65,81	1859,52	38,55	3,93
	5S									12,08	65,81	1859,52	38,55	3,19
5	1	3,195	9,00	6,83	0,640	5,281	1	8	0,062	23,67	172,60	4529,28	93,91	3,97
	2									14,30	95,06	2494,68	51,72	3,62
	4									11,32	71,82	2215,93	45,94	4,06
	5									13,00	95,06	2494,68	51,72	3,98
	1S									16,43	84,50	2217,49	45,98	2,80
	2S									13,34	76,05	1995,75	41,38	3,10
	4S									12,49	76,05	1995,75	41,38	3,31
	5S									14,48	76,05	1995,75	41,38	2,86
6	1	3,945	9,00	6,96	0,578	5,994	1	8	0,062	25,28	191,83	4629,10	95,98	3,80
	2									15,38	107,89	2603,45	53,98	3,51
	4									12,53	85,06	2444,96	50,69	4,05
	5									14,30	107,89	2603,45	53,98	3,77
	1S									18,58	95,90	2314,18	47,98	2,58
	2S									15,41	86,31	2082,76	43,18	2,80
	4S									14,45	86,31	2082,76	43,18	2,99
	5S									16,08	86,31	2082,76	43,18	2,68
7	1	4,695	9,00	7,32	0,577	6,644	1	8	0,062	28,01	209,38	5307,42	110,04	3,93
	2									17,81	119,59	3031,31	62,85	3,53
	4									14,20	97,87	2691,53	55,80	3,93
	5									16,21	119,59	3031,31	62,85	3,88
	1S									20,99	106,30	2694,50	55,87	2,66
	2S									17,67	95,67	2425,05	50,28	2,85
	4S									16,55	95,67	2425,05	50,28	3,04
	5S									18,17	95,67	2425,05	50,28	2,77
8	1	5,445	9,00	7,69	0,577	7,299	1	8	0,062	30,67	227,06	6050,68	125,45	4,09
	2									19,67	131,38	3600,83	72,58	3,69
	4									16,36	110,72	2950,44	61,17	3,74
	5									18,38	131,38	3600,83	72,58	3,95
	1S									23,65	116,78	3111,85	64,52	2,73
	2S									19,79	105,10	2800,67	58,07	2,93
	4S									18,65	105,10	2800,67	58,07	3,11
	5S									20,21	105,10	2800,67	58,07	2,87
9	1	6,195	9,00	8,07	0,577	7,962	1	8	0,062	34,60	244,99	6846,55	141,95	4,10
	2									23,10	143,32	4005,43	83,05	3,60
	4									18,45	123,63	3455,04	71,63	3,88
	5									20,71	143,32	4005,43	83,05	4,01
	1S									25,42	127,40	3660,38	73,82	2,90
	2S									21,69	114,66	3204,35	66,44	3,06
	4S									20,58	114,66	3204,35	66,44	3,23
	5S									21,85	114,66	3204,35	66,44	3,04
10	1	6,945	9,00	8,44	0,577	8,634	1	8	0,062	37,99	263,12	7695,03	159,54	4,20
	2									22,79	155,41	4545,11	94,24	4,14
	4									20,69	136,59	3994,71	82,82	4,00
	5									23,04	155,41	4545,11	94,24	4,09
	1S									26,46	138,14	4040,09	83,76	3,17
	2S									23,51	124,33	3636,08	75,39	3,21
	4S									22,34	124,33	3636,08	75,39	3,37
	5S									23,51	124,33	3636,08	75,39	3,21
11	1	7,695	9,00	8,82	0,577	9,312	1	8	0,062	40,76	281,43	8596,12	178,23	4,37
	2									25,00	167,62	5119,85	106,15	4,25
	4									22,64	149,60	4569,45	94,74	4,18
	5									25,00	167,62	5119,85	106,15	4,25
	1S									29,54	148,99	4550,98	94,36	3,19
	2S									24,78	134,09	4095,88	84,92	3,43
	4S									23,53	134,09	4095,88	84,92	3,61
	5S									24,97	134,09	4095,88	84,92	3,40



MacRes. SOFTWARE

Project Name: Cavalcavia CA04 progr 4+640

Date: 07/11/2014

COMPLEMENTARY DATA

Reference Standard: *NTC2008 A2_M2_R2*
 Calculation Method: *Limit State*

Load Factors:

Load Case	Load Factors				R.E. density
	Y F1G (w)	Y F1G (p)	Y F1q (w)	Y F1q (p)	Y 1
1	1,00	1,00	1,30	1,30	20
2	1,00	1,00	0,00	1,30	18
3	1,00	1,00	0,00	0,00	20
4	1,00	1,00	0,00	0,00	18
5	1,00	1,00	0,00	0,00	18
1s	1,00	1,00	0,00	0,00	20
2s	1,00	1,00	0,00	0,00	18
3s	1,00	1,00	0,00	0,00	18
4s	1,00	1,00	0,00	0,00	18

Safety & Method Factors:

Safety Factors	Y _{mg}	Y _{mc}	Y _{overt}	Y _{mq}	Y _{mt}	Y _{mf}
Static	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Seismic	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Method Factors for	Y _{mg}	Y _{mc}	Y _{overt}	Y _{mq}	Y _{mt}	Y _{mf}
Static	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Seismic	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

GENERAL DATA

Seismic Data:		Structure class:	
Max horizontal acceleration	0,02	Service life:	70
Reduction factor of live loads	0,20	Site:	No water
Dynamic variation factor	1,00		

MATERIAL DATA

MacRes System reinforcement:

Material:	Steel SR355JO
Strip Type 1	HA 62,5x4
Allowable tensile strenght (LTDS):	
Current section	83,97 kN
Connection	66,42 kN
Width	62,5 mm
Thickness	4 mm

Soil Properties

R.E. BACKFILL		
Density	Y _{fmax}	20,00 kN/m3
	Y _{fmin}	18,00 kN/m3
Friction angle	φ ₁	24,79 deg.

GENERAL BACKFILL

Density	Y ₂	20,00 kN/m3
Friction angle	φ ₂	24,79 deg.

FOUNDATION

Cohesion	c _f	4,00 kPa
Friction angle	φ _f	22,18 deg.

Facing:

Discrete concrete panels

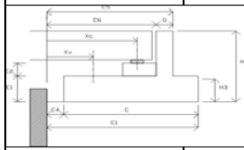
SECTION DATA

Section n. : H=8,05m

Reinforced Soil Mass		
R.E. backfill Height	H_r	8,06 m
Coping Height	H_c	0,01 m
Panel Height	H_p	8,05 m
Slope Height	H_s	0,00 m
Setback	D_b	0,00 m
Angle at toe	β_s	0,00 deg.
Strip Length	L	9,00 m

Surcharge		
Load	q	20 kPa
Position	L_q	0,00 m

Beam Seat Geometry

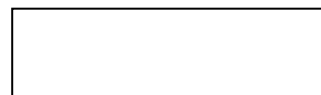
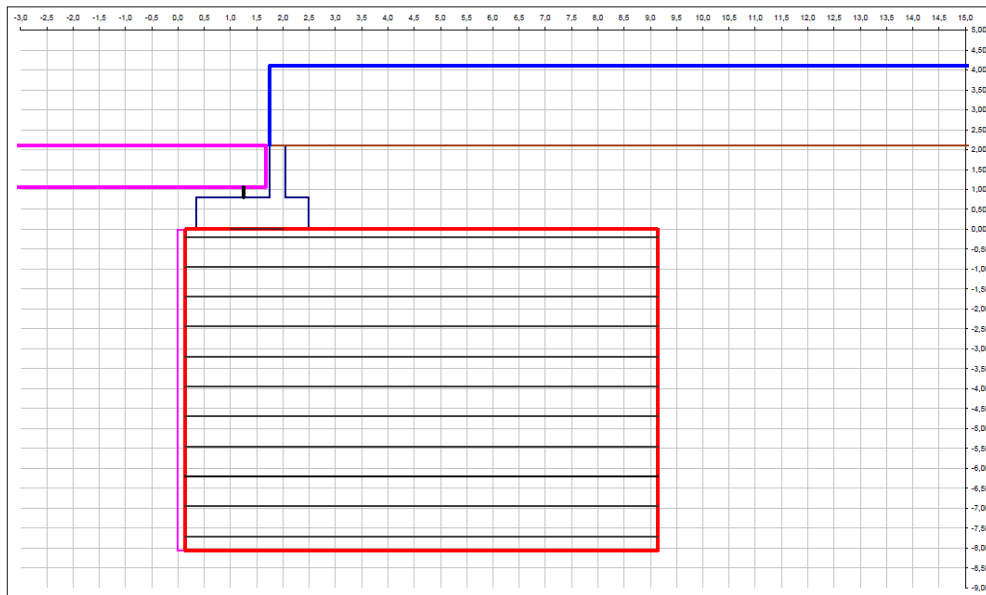


Widths	
backwall C6	1,60 m
backwall C5	1,90 m
backwall G	0,30 m
beam seat C4	0,20 m
beam seat C1	2,35 m
beam seat C	2,15 m
heel	0,45 m
Heights	
gen. Backfill	2,10 m
Temporary	0,80 m
Beam seat	0,80 m
Bearing/beam seat to	0,25 m
Bearings	
Temporary (Xv)	1,25 m
Permanent (Xc)	1,25 m

Bridge Loads (loads factors not included)

Vertical Static		
Dead Load	$Fv1$	42,00 kN/m
Max surcharge	$Fv2$	83,00 kN/m
Min surcharge	$Fv2$	0,00 kN/m
Horizontal Static		
Shrinkage/creep	$Fh1$	0,00 kN/m
max breaking	$Fh2$	0,00 kN/m
Thermic strain	$Fh3$	0,00 kN/m
Seismic		
Dynamic variation	$dFv1$	0,00 kN/m
Dynamic variation	$dFv2$	0,00 kN/m
Dynamic variation	$DFv2$	0,00 kN/m
Inertia term	$EFv1$	0,00 kN/m

Earth Pressure		
Inclination of earth pressure :	δ	8,20 deg.
Earth pressure coefficients		
Static	k_{2x}	0,380
	k_{2y}	0,380
Dynamic	k_{2ex}	0,417
	k_{2ey}	0,417

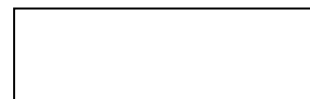


BEAM SEAT CHECKING

CASE	Qv	Q'v	c'+c_4+C3	Oh	Mstab	Mdest	Mtot	C'	qs	Overdesign Coeff Overturning	Overdesign Coeff Sliding	Check on q _s (case 4)	
1	263,25	54,81	2,30	38,02	310,00	33,67	276,33	2,10	125,39	1,41	3,20	q _s	51,43 kPa
2	106,45	-26,80	1,97	38,02	127,96	33,67	94,29	1,77	60,09	1,24	1,29	q _{smax}	200,00 kPa
3	106,45	-26,80	1,97	38,02	127,96	33,67	94,29	1,77	60,09	1,20	1,29	CHECK SATISFIED	
4	106,45	7,75	2,35	13,23	127,96	9,26	118,70	2,07	51,43	1,35	3,72		
5	85,00	34,24	2,31	2,59	90,33	0,69	89,63	2,11	40,30	1,37	15,15		
6	110,55	-22,70	2,35	17,86	135,84	12,50	123,34	2,07	53,44	1,52	2,86		
1s+dW	126,49	18,39	2,31	16,80	151,48	18,31	133,17	2,11	60,07	1,31	3,48		
1s-dW	125,61	17,51	2,30	16,80	149,95	18,24	131,71	2,10	59,90	1,30	3,45		
2s+dW	106,87	8,17	2,35	14,18	128,69	10,18	118,51	2,08	51,33	1,29	3,48		
2s-dW	106,03	7,33	2,35	14,18	127,23	10,18	117,05	2,09	50,68	1,30	3,45		
5s+dW	85,13	47,53	2,31	2,34	90,57	0,72	89,85	2,11	40,33	1,31	16,80		
5s-dW	84,87	47,27	2,31	2,34	90,08	0,72	89,36	2,11	40,30	1,31	16,75		
6s+dW	106,87	8,17	2,35	13,73	128,69	9,26	119,43	2,07	51,75	1,28	3,60		
6s-dW	106,03	7,33	2,35	13,73	127,23	9,26	117,97	2,07	51,10	1,29	3,57		

1.1 EXTERNAL STABILITY

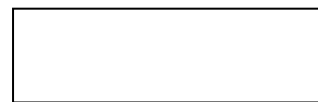
Rv (kN/m)	Rh (kN/m)	Ms (kNm/m)	Mr (kNm/m)	qref (kPa)	qu max (kPa)	Load Case	Overdesign factors	
							Slip in R.S. Mass	Slip in Foundation
2182,51	488,53	9935,24	1793,76	292,54	292,54	Case 1	2,06	1,90
1721,83	488,53	8131,80	1793,76	233,88	233,88	Case 2	1,63	1,51
1890,10	384,92	8721,12	1276,29	239,93	239,93	Case 3	2,36	2,10
1510,46	252,06	6946,43	872,88	191,74	191,74	Case 4	2,91	2,59
1714,57	389,55	8030,67	1313,61	218,83	218,83	Case 5	2,13	1,89
1906,54	399,21	8929,45	1420,40	242,42	242,42	Case 1S+dW	2,30	2,04
1894,06	399,21	8808,94	1420,40	242,38	242,38	Case 1S-dW	2,28	2,02
1722,73	396,37	8245,50	1394,60	224,07	224,07	Case 2S+dW	2,10	1,86
1711,44	396,37	8137,15	1394,60	223,96	223,96	Case 2S-dW	2,09	1,85
1518,33	262,53	6960,51	967,39	193,73	193,73	Case 4S+dW	2,81	2,49
1507,63	262,53	6830,04	967,39	194,98	194,98	Case 4S-dW	2,79	2,48
1722,73	405,78	8049,10	1422,07	221,75	221,75	Case 5S+dW	2,05	1,82
1711,44	405,78	7966,13	1422,07	220,83	220,83	Case 5S-dW	2,04	1,81
Minimum embement depth			0,44					
Embement depth check			Check satisfied					



STABILITY CHECK

Calculation width: 3,00 m

Layer	LOAD CASE	Depth zj (m)	Lenght (m)	sv (m)	k	Strip type	Strip Number	Tmax (kN)	To (kN)	Tr/Tm	Tro/To
1	1	0,195	9,00	0,460	0,515	1	8	15,10	12,83	5,56	5,18
	2							11,83	10,06	7,10	6,60
	4							3,98	3,38	21,09	19,63
	5							6,62	5,63	12,68	11,80
	1S							7,71	6,55	10,89	10,14
	2S							6,27	5,33	13,39	12,47
	4S							3,98	3,38	21,11	19,64
	5S							7,08	6,02	11,86	11,04
	2							1	0,945	9,00	0,750
2		18,03	15,32	4,66	4,33						
4		7,97	6,77	10,54	9,81						
5		11,54	9,81	7,28	6,77						
1S		13,52	11,50	6,21	5,78						
2S		10,67	9,07	7,87	7,32						
4S		7,50	6,38	11,19	10,41						
5S		12,10	10,28	6,94	6,46						
3		1	1,695	9,00	0,750	0,472	1	8			
	2	15,55							13,21	5,40	5,03
	4	9,60							8,16	8,74	8,14
	5	12,15							10,33	6,91	6,43
	1S	14,78							12,56	5,68	5,29
	2S	11,36							9,66	7,39	6,88
	4S	9,47							8,05	8,86	8,25
	5S	13,31							11,31	6,31	5,87
	4	1							2,445	9,00	0,750
2		14,30	12,15	5,87	5,47						
4		11,01	9,36	7,63	7,10						
5		12,59	10,70	6,67	6,21						
1S		16,28	13,84	5,16	4,80						
2S		13,02	11,06	6,45	6,00						
4S		11,84	10,07	7,09	6,60						
5S		14,62	12,42	5,75	5,35						
5		1	3,195	9,00	0,750	0,429	1	8			
	2	17,36							14,75	4,84	4,50
	4	12,55							10,67	6,69	6,22
	5	14,42							12,26	5,82	5,42
	1S	20,08							17,07	4,18	3,89
	2S	16,32							13,87	5,15	4,79
	4S	15,24							12,96	5,51	5,13
	5S	17,71							15,05	4,74	4,41
	6	1							3,945	9,00	0,750
2		18,83	16,00	4,46	4,15						
4		14,28	12,14	5,88	5,47						
5		16,30	13,85	5,15	4,79						
1S		22,97	19,53	3,66	3,40						
2S		19,07	16,21	4,40	4,10						
4S		17,83	15,15	4,71	4,38						
5S		19,90	16,91	4,22	3,93						
7		1	4,695	9,00	0,750	0,409	1	8			
	2	21,78							18,52	3,85	3,59
	4	16,40							13,94	5,12	4,76
	5	18,71							15,91	4,49	4,18
	1S	26,02							22,12	3,23	3,00
	2S	21,93							18,64	3,83	3,56
	4S	20,48							17,40	4,10	3,82
	5S	22,55							19,17	3,72	3,46
	8	1							5,445	9,00	0,750
2		24,04	20,43	3,49	3,25						
4		19,08	16,22	4,40	4,10						
5		21,41	18,20	3,92	3,65						
1S		29,41	25,00	2,85	2,66						
2S		24,64	20,95	3,41	3,17						
4S		23,14	19,67	3,63	3,38						
5S		25,17	21,40	3,34	3,10						
9		1	6,195	9,00	0,750	0,409	1	8			
	2	28,19							24,07	2,98	2,76
	4	21,65							18,48	3,88	3,59
	5	24,27							20,72	3,46	3,21
	1S	31,74							27,10	2,65	2,45
	2S	27,13							23,16	3,10	2,87
	4S	25,63							21,88	3,28	3,04
	5S	27,32							23,33	3,07	2,85
	10	1							6,945	9,00	0,750
2		27,78	24,48	3,02	2,71						
4		24,41	21,51	3,44	3,09						
5		27,12	23,91	3,10	2,78						
1S		33,17	29,24	2,53	2,27						
2S		29,54	26,03	2,84	2,55						
4S		27,93	24,62	3,01	2,70						
5S		29,54	26,04	2,84	2,55						
11		1	7,695	9,00	0,740	0,409	1	8			
	2	30,44							27,67	2,76	2,40
	4	26,80							24,36	3,13	2,73
	5	29,53							26,84	2,84	2,47
	1S	37,21							33,83	2,26	1,96
	2S	31,30							28,45	2,68	2,33
	4S	29,55							26,86	2,84	2,47
	5S	31,54							28,67	2,66	2,32



✓CHECK OF THE ADHERENCE CAPACITY OF THE REINFORCEMENT

Layer	LOAD CASE	Depth zj (m)	Lenght L (m)	Leffectiv e (m)	μ'	ha (m)	Type	No. of Tie points	Width of reinf (m)	Tmax (kN)	σ_v	Tf continuo	Tf (kN)	Tf/Tmax
1	1	0,195	9,00	6,33	0,840	2,446	1	8	0,062	15,10	74,92	2391,32	49,58	3,28
	2									11,83	44,03	1405,34	29,14	2,46
	4									3,98	18,95	711,44	14,75	3,71
	5									6,62	44,03	1405,34	29,14	4,40
	1S									7,71	39,14	1249,19	25,90	3,36
	2S									6,27	35,23	1124,27	23,31	3,72
	4S									3,98	35,23	1124,27	23,31	5,86
5S	7,08	35,23	1124,27	23,31	3,29									
2	1	0,945	9,00	6,46	0,765	3,153	1	8	0,062	22,56	89,05	2639,09	54,72	2,43
	2									18,03	56,75	1681,71	34,87	1,93
	4									7,97	32,15	1133,80	23,51	2,95
	5									11,54	56,75	1681,71	34,87	3,02
	1S									13,52	50,44	1494,85	30,99	2,29
	2S									10,67	45,40	1345,37	27,89	2,61
	4S									7,50	45,40	1345,37	27,89	3,72
5S	12,10	45,40	1345,37	27,89	2,31									
3	1	1,695	9,00	6,58	0,689	3,861	1	8	0,062	21,11	103,21	2810,94	58,28	2,76
	2									15,55	69,49	1892,56	40,42	2,60
	4									9,60	45,36	1490,87	30,91	3,22
	5									12,15	69,49	1892,56	39,24	3,23
	1S									14,78	61,77	1682,28	34,88	2,36
	2S									11,36	55,59	1514,05	31,39	2,76
	4S									9,47	55,59	1514,05	31,39	3,31
5S	13,31	55,59	1514,05	31,39	2,36									
4	1	2,445	9,00	6,71	0,614	4,570	1	8	0,062	19,79	117,41	2801,51	60,16	3,04
	2									14,30	82,26	2033,06	42,15	2,95
	4									11,01	58,58	1777,80	36,86	3,35
	5									12,59	82,26	2033,06	42,15	3,35
	1S									16,28	73,12	1807,17	37,47	2,30
	2S									13,02	65,81	1626,45	33,72	2,59
	4S									11,84	65,81	1626,45	33,72	2,85
5S	14,62	65,81	1626,45	33,72	2,31									
5	1	3,195	9,00	6,83	0,538	5,281	1	8	0,062	21,51	131,63	2905,43	60,24	2,80
	2									17,36	95,06	2098,37	43,51	2,51
	4									12,55	71,82	1989,75	41,25	3,29
	5									14,42	95,06	2098,37	43,51	3,02
	1S									20,08	84,50	1865,22	38,67	1,93
	2S									16,32	76,05	1678,70	34,80	2,13
	4S									15,24	76,05	1678,70	34,80	2,28
5S	17,71	76,05	1678,70	34,80	1,97									
6	1	3,945	9,00	6,96	0,463	5,994	1	8	0,062	23,29	145,88	2817,31	58,41	2,51
	2									18,83	107,89	2083,65	43,20	2,29
	4									14,28	85,06	2121,87	43,99	3,08
	5									16,30	107,89	2083,65	43,20	2,65
	1S									22,97	95,90	1852,14	38,40	1,67
	2S									19,07	86,31	1666,92	34,56	1,81
	4S									17,83	86,31	1666,92	34,56	1,94
5S	19,90	86,31	1666,92	34,56	1,74									
7	1	4,695	9,00	7,32	0,462	6,644	1	8	0,062	25,93	158,87	3221,56	66,79	2,58
	2									21,78	119,59	2424,91	50,28	2,31
	4									16,40	97,87	2241,77	46,48	2,83
	5									18,71	119,59	2424,91	50,28	2,69
	1S									26,02	106,30	2155,47	44,69	1,72
	2S									21,93	95,67	1939,92	40,22	1,83
	4S									20,48	95,67	1939,92	40,22	1,96
5S	22,55	95,67	1939,92	40,22	1,78									
8	1	5,445	9,00	7,69	0,462	7,299	1	8	0,062	28,53	171,97	3665,91	76,01	2,66
	2									24,04	131,38	2800,50	58,06	2,42
	4									19,08	110,72	2360,21	48,94	2,57
	5									21,41	131,38	2800,50	58,06	2,71
	1S									29,41	116,78	2489,34	51,61	1,75
	2S									24,64	105,10	2240,40	46,45	1,88
	4S									23,14	105,10	2240,40	46,45	2,01
5S	25,17	105,10	2240,40	46,45	1,85									
9	1	6,195	9,00	8,07	0,462	7,962	1	8	0,062	32,35	185,25	4141,43	85,87	2,65
	2									28,19	143,32	3204,16	66,43	2,36
	4									21,65	123,63	2763,87	57,30	2,65
	5									24,27	143,32	3204,16	66,43	2,74
	1S									31,74	127,40	2848,14	59,05	1,86
	2S									27,13	114,66	2563,33	53,15	1,96
	4S									25,63	114,66	2563,33	53,15	2,07
5S	27,32	114,66	2563,33	53,15	1,94									
10	1	6,945	9,00	8,44	0,462	8,634	1	8	0,062	35,71	198,68	4648,13	96,37	2,70
	2									27,78	155,41	3635,87	75,38	2,71
	4									24,41	136,59	3195,58	66,26	2,71
	5									27,12	155,41	3635,87	75,38	2,78
	1S									33,17	138,14	3231,89	67,01	2,02
	2S									29,54	124,33	2908,70	60,31	2,04
	4S									27,93	124,33	2908,70	60,31	2,16
5S	29,54	124,33	2908,70	60,31	2,04									
11	1	7,695	9,00	8,82	0,462	9,312	1	8	0,062	38,54	212,24	5186,00	107,52	2,79
	2									30,44	167,62	4095,64	84,92	2,79
	4									26,80	149,60	3655,35	75,79	2,83
	5									29,53	167,62	4095,64	84,92	2,88
	1S									37,21	148,99	3640,57	75,48	2,03
	2S									31,30	134,09	3276,51	67,93	2,17
	4S									29,55	134,09	3276,51	67,93	2,30
5S	31,54	134,09	3276,51	67,93	2,15									

