

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO DEFINITIVO

INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT INFRASTRUTTURA TRATTO APERTO

Relazione strutturale - Strada di collegamento piazzola uscite di sicurezza con piazzola area sicurezza I.P. e piazzola cabina TE (Pk 2+400) - tombino scatolare 350x200

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	C V	R O	N V V H 0 0	0 0 2	B

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	COCIV	28/07/2015	COCIV	28/07/2015	A.Mancarella	28/07/2015	 Consorzio Collegamenti Integrati Valici Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
B00	Rev. prot. 0002131/CTVA M.A.T.T	ARCHINGEO	21/07/2016	COCIV	22/07/2016	A.Mancarella	22/07/2016	

n. Elab.:	File: A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00
-----------	---------------------------------------

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Coleggerenti Integrati Valchi</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00</p> <p>Foglio 3 di 56</p>

INDICE

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
1.1	Geometria	5
1.2	Materiali	6
1.3	Inquadramento sismico.....	7
1.4	Caratteristiche del terreno	9
1.5	Dati terreno di progetto:	9
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
3.	METODO DI CALCOLO.....	11
3.1	Spinta del terreno sulle opere provvisoriale.....	11
3.2	Spinta del terreno sulle opere in cemento	12
3.3	Situazione con presenza di falda a monte.....	13
3.4	Carichi mobili dovuti ai carichi stradali agenti sullo scatolare.....	13
3.5	Presenza della linea ferroviaria sul rilevato adiacente	14
3.6	Presenza di carico stradale sul rilevato adiacente	14
3.7	Presenza di un possibile carico mobile sul rilevato adiacente	14
3.8	Presenza di un edificio in adiacenza	15
3.9	Presenza di acqua all'interno del canale	15
3.10	Azione sismica sul rilevato.....	15
3.11	Azione sismica sui canali con sezione ad U	15
3.12	Azione sismica sui canali con sezione scatolare.....	16
3.13	Azione sismica considerata sulle masse dello scatolare/canale	16
3.14	Azione sismica considerata sulla falda	16
4.	CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI.....	17
4.1	Condizioni di carico considerate	17
4.2	Combinazioni di carico da considerare.....	17
4.3	Verifiche a fessurazione	20
	Condizioni ambientali (UNI EN 206-1)	20
4.4	Verifiche a taglio	21
4.5	Verifica di stabilità degli scavi per valutare la necessità di effettuare opere provvisoriale	21
4.6	Lunghezza tipica dei conci.....	22
4.7	Modalità di determinazione delle sollecitazioni di verifica	22
4.8	Disposizioni delle armature.....	23
5.	MODELLO E SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO	23
5.1	Condizioni e combinazioni di calcolo	23
5.2	Carico stradale.....	25

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Cooperatori Integrati Vibral	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00

6.	ANALISI DELLE SPINTE E VERIFICHE.....	32
7.	SPOSTAMENTI, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	41
7.1	Inviluppo spostamenti	41
7.2	Inviluppo sollecitazioni nodali	42
7.3	Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione	42
7.4	Verifiche	46
7.4.1	Caso 1– Momento flettente massimo e corrispondente sforzo normale	46
7.4.2	Caso 2 – Sforzo Normale minimo e corrispondente momento flettente.....	53
7.5	Armatura di progetto	56

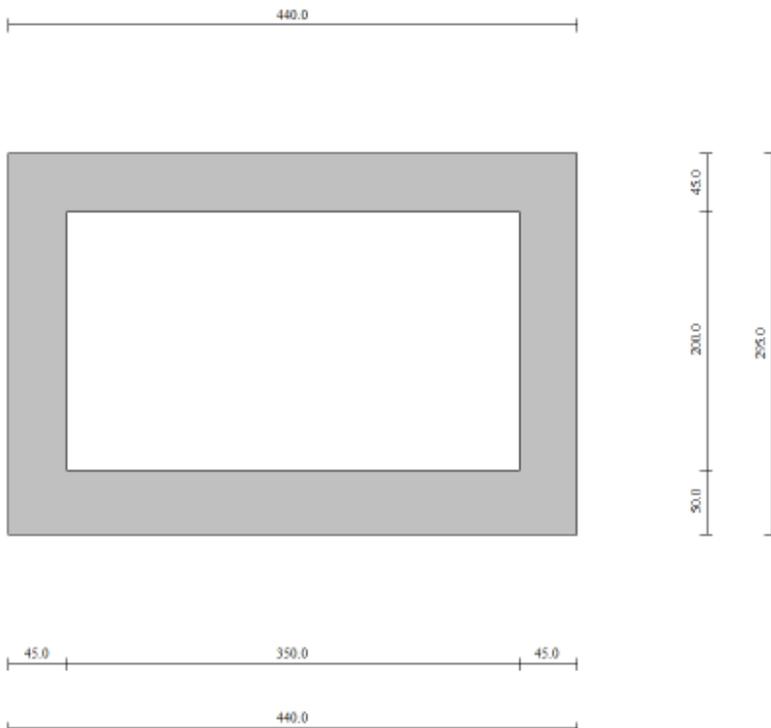
1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione si analizza strutturalmente il tombino idraulico 350X200, avente ricoprimento variabile da 20cm fino a 12cm, lungo la viabilità V1 di accesso alla piazzola di sicurezza e la viabilità V5 di accesso all'uscita di sicurezza.

L'opera è costituita da una struttura scatolare a canna singola in c.a., di luce interna pari a 3.50 m, altezza libera pari a 2.00 m, spessore della soletta e delle pareti pari a 0.45m fondazione 0.50m.

Si riporta la geometria dell'opera in oggetto.

1.1 Geometria



Geometria scatolare

Altezza esterna

2.95 [m]

Larghezza esterna

4.40 [m]

Spessore piedritto sinistro

0.45 [m]

Spessore piedritto destro

0.45 [m]

Spessore fondazione

0.50 [m]

Spessore traverso

0.45 [m]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00
	Foglio 6 di 56

1.2 Materiali

a) Calcestruzzo:

Indicazione sugli elaborati grafici - Resistenza $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$

Le strutture vengono comunque calcolate prudenzialmente facendo riferimento nei calcoli a un cls avente $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

I valori delle tensioni ammissibili sono:

massima compressione:	$\sigma_{ci} = 110.00 \text{ DaN/cm}^2$
massima tensione per taglio in assenza di armature:	$\tau_{c0} = 6.7 \text{ DaN/cm}^2$
massima tensione per taglio in presenza di armature:	$\tau_{c1} = 19.7 \text{ DaN/cm}^2$

Modulo di Young: $E = 3.40 \text{ E}+10 \text{ N/m}^2$

Modulo di Poisson: $\nu = 0.15$

Densità di Massa: $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Coefficiente di Espansione Termica: $\text{ALPHA} = 1.00\text{E}-05 \text{ m/ } ^\circ\text{C}$

b) Acciaio in tondi ad aderenza migliorata

Si utilizza acciaio di tipo B 450 C:

copriferro 4.0 cm

nella realizzazione delle opere il copriferro da considerare è di 4 cm al filo esterno della barra longitudinale la quale è posta esternamente rispetto alle barre di forza

c) Copriferro di calcolo (secondo § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC)

copriferro di calcolo valutato in base all'effettivo diametro delle barre ossia effettuando il calcolo – copri ferro+diametro barra longitudinale +metà barra resistente.

Dati Assegnati:

Diametro (o diametro equivalente) barre di forza:	22	[mm]	
Diametro ferri longitudinali:	16	[mm]	
Classe Calcestruzzo:	C30/37		
Condizioni ambientali:	Aggressive		
Vita nominale costruzione:	50	[anni]	
Riduzione per elementi a piastra o per pareti:	5	[mm]	Tabella C4.1.IV
Tolleranza di posa:	10	[mm]	

Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto Barre longitudinali:40 [mm]

Copriferro barre di forza:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 7 di 56

Copriferro nominale Netto barre di forza: 56 [mm]

Copriferro nominale dal Baricentro della Barra di forza: 67 [mm]

(Dato da assegnare nell'input delle sezioni)

d) Regola definita da ITALFERR per quanto riguarda le dimensioni delle barre longitudinali:

Per quanto riguarda le armature longitudinali delle solette, richiamando quanto previsto dal punto 5.3.5 del D.M. 09/01/1996, l'armatura di ripartizione delle solette non deve essere inferiore al 20% di quella principale

1.3 Inquadramento sismico

a) Generalità

- **D.M. 16/02/96** “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- Circolare 10/04/97 n°65/AA.GG. – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui ad D.M. 16.01.1996
- Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 “Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale” GU 146 del 25/06/1998

Le prescrizioni di cui alla **OPCM n. 3274 del 20.03.2003** (con relativi decreti regionali) sono state considerate solo per quanto concerne la classificazione sismica del territorio nazionale. Nello specifico, il comune di Novi Ligure è classificabile ai sensi della OPCM 3274 in zona 3.

Regione	Comune	Vecchia classificazione sismica	OPCM 2003
Piemonte	Novi Ligure	N.C.	3

Tabella n.3.1 – Zonazione sismica del territorio interessato dall'intervento

b) Coefficiente di intensità sismica (C)

In accordo al parere del CSLLPP n.264 del 13/12/2005, alla zona 3 può essere associato un *grado di sismicità* (S=6) cui corrisponde un coefficiente di intensità sismica (C) pari a:

$$C = \text{coefficiente di intensità sismica} = (S - 2) / 100 = 0.02$$

Nel caso specifico si considera:

$$S = 6$$

$$C = 0.04$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Integrati Vibral	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 8 di 56

c) Coefficiente di fondazione

Il parametro “ α ” che definisce gli effetti di amplificazione locale viene definito in accordo alla seguente tabella n.3.2 in funzione delle caratteristiche stratigrafiche del terreno. Nel caso specifico si assume $\alpha = 1$

Descrizione	α
Strati superficiali alluvionali di spessore compreso tra 5 e 20m su substrato rigido	1.3
Altri casi	1.0

Tabella n.3.2 – Coefficiente di fondazione

d) Coefficiente di protezione sismica (α)

Nel caso delle verifiche degli elementi strutturali, la Norma impone che l’azione sismica venga moltiplicata per un fattore di importanza (α_I) variabile in funzione del tipo di opera come indicato in tabella n.3.3 di cui al seguito.

Opera	α_I
Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi, etc)	1.4
Opere che presentano particolare rischio per le caratteristiche d’uso	1.2
Altri edifici	1.0

Tabella n.3.3 – Coefficiente di protezione sismica

Nel caso specifico si considera:

$$\alpha_I = 1.0$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Colegementi Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 9 di 56

1.4 Caratteristiche del terreno

Le caratteristiche del terreno sono desunte dalla relazione geologico-geotecnica, individuando per ogni localizzazione le stratigrafie specifiche. Negli elaborati grafici si riporterà pertanto uno stralcio di tali stratigrafie con l'indicazione dei parametri presi a dato di input del progetto. Essendo i canali in molti casi perpendicolari alla linea e si allontanano da essa verso il mare, si considera comunque valida la stratigrafia individuata in asse linea ferroviaria.

Occorre tenere presente che il rinfianco degli scotolari e dei canali sarà eseguito utilizzando terreno proveniente dagli scavi e poi compattato senza però riportarlo alla condizione originaria del terreno. E' cautelativo quindi considerare mediante una stima una riduzione delle caratteristiche di tale terreno.

Qualora ritenuto possibile e conveniente, ponendosi in una condizione cautelativa si considera un terreno con caratteristiche uniche nel caso dello scotolare, per i diversi strati previsti (ricoprimento, rinfianco, strato di base).

1.5 Dati terreno di progetto:

Strato di ricoprimento

Descrizione	RILEVATO	
Spessore dello strato	0.15	[m]
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2100.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm ²]

Strato di rinfianco

Descrizione	ARGILLE SABBIOSE	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2100.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	25.60	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	17.06	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm ²]
Costante di Winkler	0.00	[kg/cm ² /cm]

Strato di base

Descrizione	LIMI-SABBIOSI ARGILLOSI	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2100.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm ²]
Costante di Winkler	1.50	[kg/cm ² /cm]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 10 di 56

Tensione ammissibile	3.06	[kg/cmq]
Quota falda (rispetto al piano di posa)	- 0.5	[m]

Occorre tenere presente che il valore dell'angolo di attrito terreno-struttura δ struttura è considerato pari a 2/3 dell'angolo di attrito in quanto l'opera non si trova direttamente al di sotto della linea ferroviaria in condizioni di calcolo statico. E' invece pari a $\delta = 0$ in condizioni di verifica sismica.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La Normativa seguita per il dimensionamento delle opere è costituita da:

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

DM LL.PP. 16.01.1996: Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi."

Circ. Min. LL.PP. 04.07.1996: Istruzioni per l'applicazione delle:
 "Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi."
 di cui al D. M. 16.01.1996

DM LL.PP. 14.02.1992: Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min. LL.PP. 24.06.1993: Istruzioni relative alle:
 "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"
 di cui al D.M. 14.02.1992

DM LL.PP. 09.01.1996: Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996: Istruzioni per l'applicazione delle:
 "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 14.02.1992

DM LL.PP. 16.01.1996: Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circ. Min. LL.PP. 10.04.1997: Istruzioni per l'applicazione delle:
 "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

DM LL.PP. 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988: Istruzioni per l'applicazione del DM 11.03.1998

DM LL.PP. 04.05.1990: "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali".

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008

ISTRUZIONE FS44b: "Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica".

Istruzione I/SC/PSOM/2298.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Vibici	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 11 di 56

3. METODO DI CALCOLO

La struttura in esame viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Pertanto viene assunta una profondità unitaria della struttura pari a 1,00 m.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

3.1 Spinta del terreno sulle opere provvisionali

Spinta attiva – Metodo di Coulomb

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

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

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Colegementi Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 12 di 56

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

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \left(1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}}{\sqrt{\cos(\delta + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$

dove

ϕ è l'angolo d'attrito del terreno,

α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale),

δ è l'angolo d'attrito terreno-parete,

β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

Ne risulta quindi che la spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale:

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

3.2 Spinta del terreno sulle opere in cemento

Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo quanto di seguito riportato:

L'angolo di diffusione del carico nel terreno è definito con valore di 3 in verticale e 1 in orizzontale quindi con un angolo di diffusione rispetto alla verticale di 18° .

Poi il carico si distribuisce nella soletta-calotta in calcestruzzo mediante un angolo di 45° rispetto alla verticale.

Caso di canali aperti

Si considera che sui piedritti agisca la spinta attiva (come descritto nel paragrafo precedente) ipotizzando un possibile cedimento della parete verticale del canale .

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00
	Foglio 13 di 56

Caso degli scatolari chiusi

Si assume che sui piedritti degli scatolari chiusi agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$k_0 = 1 - \sin \phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma \times z \times K_0 + p_v \times K_0$$

$$S_0 = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_0 + p_v \times K_0 \times H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

3.3 Situazione con presenza di falda a monte

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

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

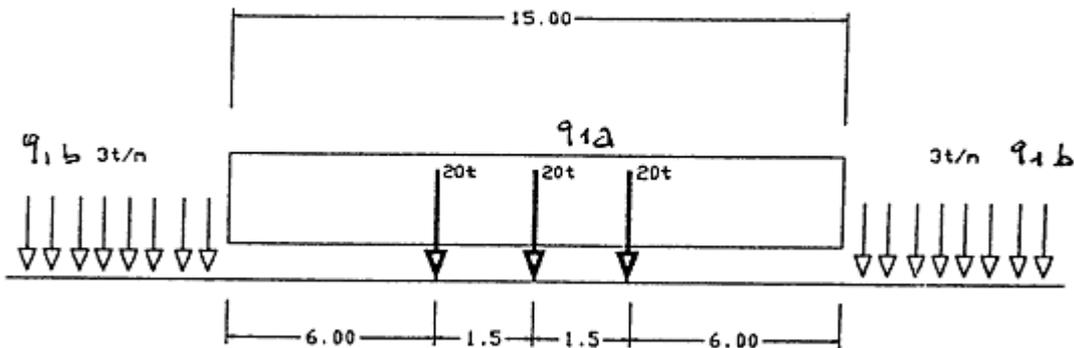
dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione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

3.4 Carichi mobili dovuti ai carichi stradali agenti sullo scatolare

Il carico stradale viene ricavato dalla normativa sui ponti del D.M. 4/5/1990 diffondendo il carico Q_{1a} , costituito da

- un mezzo a tre assi distanti 1.5 m con carico per asse di 20.000 daN e per ogni asse una impronta 30 x 30 cm sotto ogni ruota. Lo scartamento delle ruote è di 2.00 m. Il carico sotto ogni ruota vale quindi 10.000 daN.
- Occorre verificare le caratteristiche della strada sovrastante. Nel caso si trattasse di una strada di II categoria i valori indicati vengono presi al 75 % pertanto il carico sotto ogni ruota è 7.500 daN.

3.4.4.5 Nella determinazione delle combinazioni di carico di cui al punto 3.13 si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili $q_{1,a}$, $q_{1,b}$, $q_{1,c}$, $q_{1,d}$, $q_{1,e}$, che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.



La diffusione del carico alla soletta viene determinato nel seguente modo: dal bordo esterno dell'impronta della ruota con inclinazione 3 verticale e 1 orizzontale nel terreno di ricoprimento dello scatolare e 1 su 1 nella soletta dello scatolare fino all'asse della soletta.

Si considera in aggiunta un coefficiente di incremento dinamico pari a $\phi=1.4$.

Qualora i carichi così distribuiti incidano sulla maggior parte della dimensione trasversale dello scatolare allora cautelativamente potrà essere considerato un carico uniformemente distribuito.

3.5 Presenza della linea ferroviaria sul rilevato adiacente

Si considera una sovraspinta sulle pareti laterali data da un sovraccarico che tiene conto della vicinanza della linea ferroviaria e posto pari a:

$$q_{so} = 4000 \text{ daN} / \text{m}$$

3.6 Presenza di carico stradale sul rilevato adiacente

Si considera una sovraspinta sulle pareti laterali data da un sovraccarico che tiene conto della vicinanza della strada e posto pari a:

$$q_{so} = 2000 \text{ daN} / \text{m}$$

3.7 Presenza di un possibile carico mobile sul rilevato adiacente

Si considera una sovraspinta sulle pareti laterali data da un sovraccarico che tiene conto di possibili carichi temporanei :

$$q_{so} = 1000 \text{ daN} / \text{m}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Vibici	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 15 di 56

3.8 Presenza di un edificio in adiacenza

Si considera una sovrappinta sulle pareti laterali data da un sovraccarico che tiene conto di carichi permanenti dovuti alla presenza delle abitazioni. Il valore del sovraccarico permanente da prendere in conto sarà determinato caso per caso a seconda della tipologia di edificio presente.

In assenza di rilievi precisi si può ipotizzare un carico di

$$q_{so} = 1000 \text{ daN} / \text{m} \quad \text{per ogni piano dell'edificio}$$

3.9 Presenza di acqua all'interno del canale

Si considera una spinta idraulica sulle pareti del canale dall'interno dovuto al livello della piena 200 anni di ritorno.

3.10 Azione sismica sul rilevato

Grado di sismicità $S = 6$

3.11 Azione sismica sui canali con sezione ad U

Per determinare l'incremento di spinta sulle pareti occorre individuare :

- la spinta attiva (K_a) del terreno sulla struttura in fase statica
- la spinta attiva (K_{as}) del terreno sulla struttura in fase sismica

Sul modello di calcolo in condizione sismica viene quindi applicata una spinta risultante dalla differenza tra la spinta attiva in condizione sismica e la spinta attiva in fase statica

La differenza fra le due spinte viene applicata con un diagramma di spinta triangolare con il vertice a piede struttura. (triangolo con la base verso l'alto)

L'incremento sismico è dato da

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui

F_s è la spinta esercitata dal terreno in condizioni sismiche.

F la spinta in condizioni statiche

$$F_s = A \cdot F' \quad A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

dove:

β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

$$C = \text{Coefficiente di intensità sismica} \quad C = \frac{S - 2}{100} = 0.04$$

$$\theta = \arctg(C)$$

S = grado di sismicità;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Cooperatori Integrati Vibici	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 16 di 56

F' = spinta del terreno calcolata per $\beta' = \beta + \theta$ e per $\alpha' = \varepsilon + \theta$;

3.12 Azione sismica sui canali con sezione scatolare

Nel caso degli scatolari dove la rigidità della struttura non consente una movimentazione della spinta attiva allora l'incremento sismico è determinato nel seguente modo.

Si considera una forza sismica dovuta all'inerzia delle pareti e della soletta della struttura;

$$\Delta F = \frac{ag}{g} \times S \times H^2 \times \gamma + \text{le azioni dovute alla spinta a riposo}$$

Per la norma italiana il valore di $\frac{ag}{g}$ è pari a $C \cdot I \cdot R$

3.13 Azione sismica considerata sulle masse dello scatolare/canale

Si considera una forza sismica dovuta all'inerzia delle pareti e della soletta della struttura;
 Sulle aste del modello si applica il seguente carico in direzione orizzontale trasversale (ad esempio per uno spessore di struttura di 40 cm) :

$$p_{e_st} = CRIW = 0,07 \times 0,40 \times 2500 \times 1,00 = 70 \text{ daN} / m$$

3.14 Azione sismica considerata sulla falda

Le azioni sismiche orizzontali agenti sul terrapieno dovranno essere valutate come previsto dal D.M. 16/01/1996 e successive modifiche ed integrazioni.

In caso di muri di sponda dovrà essere considerata anche la sovrappressione dell'acqua provocata dal sisma.

Tali sovrappressioni solo valutate in accordo alla seguente formula:

$$p_w = 7/12 K_n w H^2$$

dove: p_w è l'incremento di spinta dovuto al sisma
 K_n è il coefficiente di intensità sismica orizzontale
 w è il peso specifico dell'acqua
 H è l'altezza di acqua rispetto alla base del muro

Tale forza sarà applicata ad un'altezza rispetto alla base pari a: $h_w = 1/2 H$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Cooperatori Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00
	Foglio 17 di 56

4. CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI

4.1 Condizioni di carico considerate

Le condizioni di carico considerate, nell'ipotesi che non vi sia una simmetria dei rilevati contro i muri a destra e a sinistra, sono le seguenti (ovviamente occorre considerare solo i carichi effettivamente presenti) :

- Peso struttura in cemento armato
- Peso del ricoprimento sopra lo scatolare
- Spinta del terreno posto a destra
- Spinta del terreno posto a sinistra
- Carico mobile stradale sullo scatolare
- Carico mobile stradale posto sul rilevato a destra
- Carico mobile stradale posto sul rilevato a sinistra
- Carico accidentale posto sul rilevato a destra
- Carico accidentale posto sul rilevato a sinistra
- Spinta della falda a destra
- Spinta della falda a sinistra
- Incremento di spinta sismica sulle strutture in cemento da destra
- Incremento di spinta sismica sulle strutture in cemento da sinistra
- Incremento di spinta sismica dovuta al terreno posto a destra
- Incremento di spinta sismica dovuta al terreno posto a sinistra
- Incremento di spinta sismica dovuta al carico mobile stradale posto a destra
- Incremento di spinta sismica dovuta al carico mobile stradale posto a sinistra
- Incremento di spinta sismica dovuta al carico accidentale posto a destra
- Incremento di spinta sismica dovuta al carico accidentale posto a sinistra

4.2 Combinazioni di carico da considerare

E relativi coefficienti moltiplicativi :

Permanenti : 1

Carichi mobili in condizione sismica : 0.5

Carichi mobili per verifica a fessurazione : 0.8



	Peso strutture in cemento Sovraccarico di terreno su scatolare Spinta terra da destra Spinta terra da sinistra Spinta della falda				Carico mobile su scatolare Carico mobile su rilevato di destra Carico mobile su rilevato di sinistra			Sisma su terreno proveniente da destra Sisma su terreno proveniente da sinistra Sisma su strutture in cemento proveniente da destra Sisma su strutture in cemento proveniente da sinistra Sisma su falda proveniente da destra Sisma su falda proveniente da sinistra						
Solo permanenti	1	1	1	1										
Permanenti+falda	1	1	1	1	1									
Permanenti+mobili	1	1	1	1	1									
Permanenti+mobili	1	1	1	1		1								
Permanenti+mobili	1	1	1	1			1							
Permanenti+mobili	1	1	1	1		1	1							
Permanenti+mobili	1	1	1	1	1	1	1							
Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1	1								
Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1		1							
Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1			1						
Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1		1	1						
Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1	1	1	1						
Permanenti+sisma da dx	1	1	1	1				1	1					
Permanenti+sisma da sx	1	1	1	1					1	1				
Permanenti+mobili+sisma da dx	1	1	1	1	0.5			1	1					
Permanenti+mobili+sisma da dx	1	1	1	1		0.5		1	1					
Permanenti+mobili+sisma da dx	1	1	1	1			0.5	1	1					
Permanenti+mobili+sisma da dx	1	1	1	1		0.5	0.5	1	1					
Permanenti+mobili+sisma da dx	1	1	1	1	0.5	0.5	0.5	1	1					
Permanenti+mobili+sisma da sx	1	1	1	1	0.5			1	1					
Permanenti+mobili+sisma da sx	1	1	1	1		0.5		1	1					
Permanenti+mobili+sisma da sx	1	1	1	1			0.5	1	1					
Permanenti+mobili+sisma da sx	1	1	1	1		0.5	0.5	1	1					
Permanenti+mobili+sisma da sx	1	1	1	1	0.5	0.5	0.5	1	1					
Permanenti+mobili+sisma da dx+falda	1	1	1	1	1	0.5		1	1	1				
Permanenti+mobili+sisma da dx+falda	1	1	1	1	1		0.5	1	1	1				
Permanenti+mobili+sisma da dx+falda	1	1	1	1	1			0.5	1	1	1			
Permanenti+mobili+sisma da dx+falda	1	1	1	1	1		0.5	0.5	1	1	1			
Permanenti+mobili+sisma da dx+falda	1	1	1	1	1	0.5	0.5	0.5	1	1	1			
Permanenti+mobili+sisma da sx+falda	1	1	1	1	1	0.5		1	1	1				
Permanenti+mobili+sisma da sx+falda	1	1	1	1	1		0.5	1	1	1				
Permanenti+mobili+sisma da sx+falda	1	1	1	1	1			0.5	1	1	1			
Permanenti+mobili+sisma da sx+falda	1	1	1	1	1		0.5	0.5	1	1	1			
Permanenti+mobili+sisma da sx+falda	1	1	1	1	1	0.5	0.5	0.5	1	1	1			



Fessurazione--Permanenti+mobili	1	1	1	1	0.8				
Fessurazione--Permanenti+mobili	1	1	1	1	0.8				
Fessurazione--Permanenti+mobili	1	1	1	1		0.8			
Fessurazione--Permanenti+mobili	1	1	1	1		0.8	0.8		
Fessurazione--Permanenti+mobili	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8		
Fessurazione--Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1	0.8			
Fessurazione--Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1	0.8			
Fessurazione--Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1		0.8		
Fessurazione--Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1		0.8	0.8	
Fessurazione--Permanenti+mobili+falda	1	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	

4.3 Verifiche a fessurazione

Condizioni ambientali (UNI EN 206-1)

Caso in oggetto

XC ₄	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC₂. CLS: classe resistenza min C30/37
XD ₁	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina. CLS: classe resistenza min C30/37
XS ₁	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa CLS: classe resistenza min C30/37

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Il caso in oggetto rientra pertanto tra quelle **Aggressive**

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	<u>Aggressive</u>	<u>frequente</u>	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

Si considerano le seguenti condizioni:

- Ambiente aggressivo;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 21 di 56

- Armature non sensibili;
- Barre di armatura ad aderenza migliorata:

Utilizzando acciai ordinari rientranti tra quelli poco sensibili dalla tabella sopra riportata si desume il limite di apertura delle fessure che risulta essere **W2=0.3mm** cautelativamente portato a **0.15mm**.

Per il calcolo delle verifiche a fessurazioni ci si riconduce alla norma ITALFERR che prevede di considerare l'apertura delle fessure per strutture a contatto con il terreno pari a 0.10 mm. Tale valore di fessurazione viene aumentato in base al rapporto copriferro reale/copriferro di norma che comporta una maggiorazione del valore delle fessure per un coefficiente di 1.5, da cui $0.10 \times 1.5 = 0.15$ mm.

Secondo le prescrizioni imposte, nelle combinazioni di azioni FREQUENTI, l'apertura della fessura deve pertanto essere:

$$w_k \leq 0.15mm$$

Vengono quindi prese in esame le combinazioni di carico predisposte per la verifica a fessurazione, costruite nella combinazione frequente.

In condizione di verifica sismica non si considerano le verifiche a fessurazione.

4.4 Verifiche a taglio

Nel caso in cui risulti che l'azione tagliante non richiede armature a taglio la verifica condotta è la seguente (ad esempio) :

$$\tau = \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times h} = \frac{16163}{0.9 \times 100 \times 36} = 4,99 daN / cm^2 < \tau_{c0} = 6.7$$

4.5 Verifica di stabilità degli scavi per valutare la necessità di effettuare opere provvisionali

Al fine di accertare la necessità di approntare opere provvisionali atte al mantenimento in esercizio della linea ferroviaria o la stabilità degli edifici in prossimità del canale, debbono essere condotte alcune analisi di stabilità del rilevato atte ad individuare i punti critici oltre i quali la stabilità non è più garantita e quindi è necessario l'eventuale inserimento di opere provvisionali.

Azioni da eseguire:

- Metodo equilibrio limite (LEM)
- Metodo dei conchi
- Metodo di BISHOP (1955)
- Valutazione dell'azione sismica

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00	Foglio 22 di 56

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico.

- **Ricerca della superficie di scorrimento critica**

4.6 Lunghezza tipica dei conci

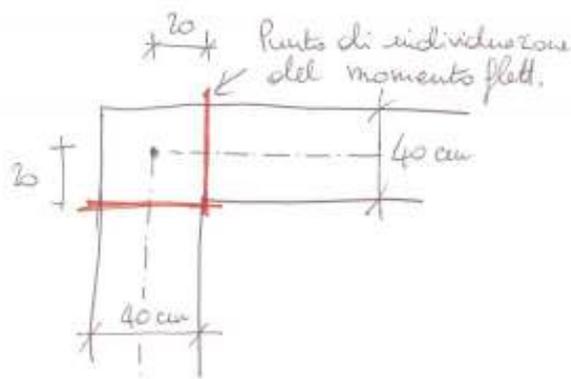
La lunghezza tipica dei conci viene definita in 10 m.

Tale lunghezza verrà mantenuta per la maggior parte dei conci ed assumerà valori diversi da 10 m solo in corrispondenza di punti di singolarità particolare che richiedano una differente scansione dei conci.

4.7 Modalità di determinazione delle sollecitazioni di verifica

Le posizioni nel telaio in cui vengono determinate le sollecitazioni di verifica sono, in corrispondenza del nodo di collegamento suola-piedritto, il punto di attacco rispettivamente del piedritto e della suola, escludendo la ricerca di sollecitazioni interne al nodo.

Se ad esempio si ha uno scatolare con spessore della parete 40 cm il punto dove viene determinata la sollecitazione è a 20 cm dal nodo di angolo.



Effettuate le combinazioni di carico si ottengono le triplette di sollecitazioni per ogni posizione di verifica e per ogni combinazione.

Ai fini di una verifica cautelativa si sceglierà la combinazione risultante composta dal valore massimo di momento M associato con il corrispondente valore assiale N e dal valore minimo di N di compressione associato al corrispondente valore di M anche se in genere è possibile anche individuare il valore massimo di N con il corrispondente M .

A questo punto le verifiche da effettuare prevederanno:

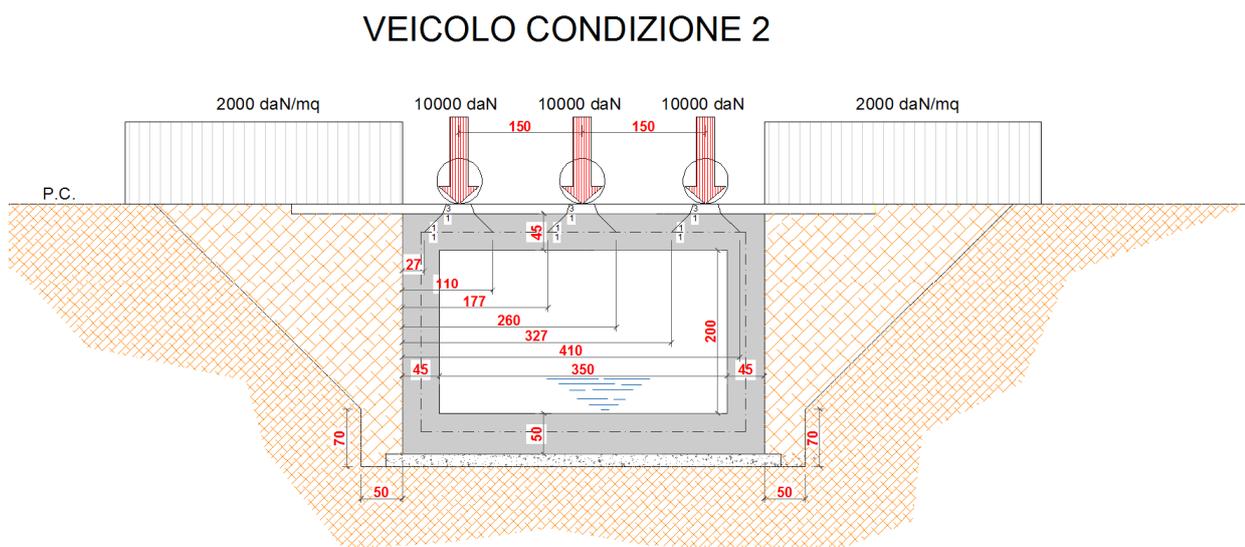
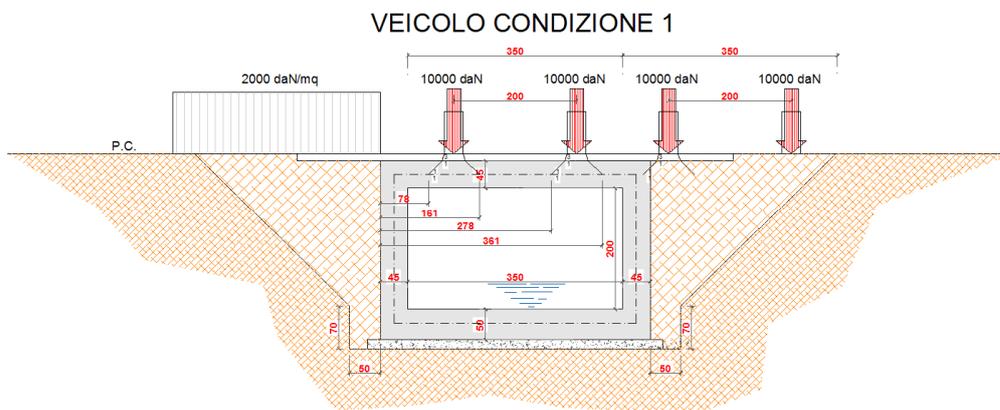
- Verifica delle tensioni sui materiali
- Verifica a taglio sulle sezioni
- Verifica a fessurazione
- Verifica dei cedimenti sul terreno
- Verifica al galleggiamento

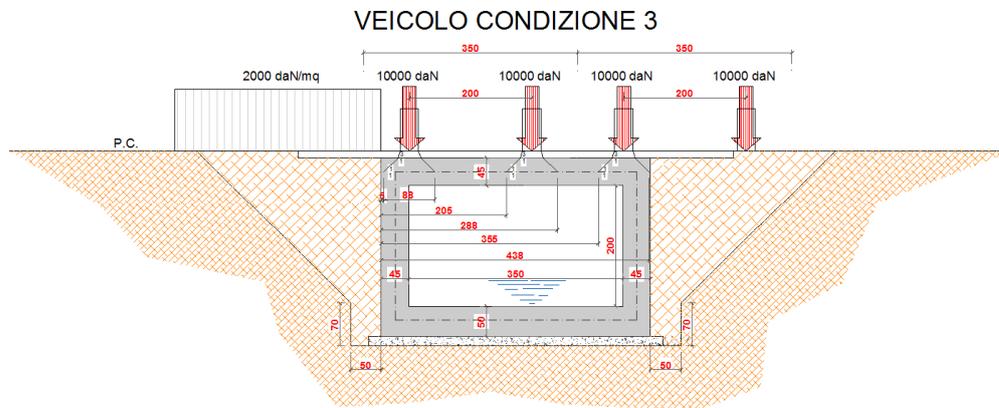
4.8 Disposizioni delle armature

Le armature longitudinali debbono essere disposte esternamente alle armature resistenti. Pertanto le armature di forza risultano poste internamente.

5. MODELLO E SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO

5.1 Condizioni e combinazioni di calcolo





Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

F_y componente Y del carico concentrato

F_x componente X del carico concentrato

M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°7 (VEICOLO POS. 1)

Distr Terreno $X_i = 0.78$ $X_f = 1.61$ $V_{ni} = 12805$ $V_{nf} = 12805$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Vibici	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 25 di 56

Distr	Terreno	$X_i = 2.78$	$X_f = 3.61$	$V_{ni} = 12806$	$V_{nf} = 12806$
Distr	Terreno	$X_i = 4.28$	$X_f = 5.11$	$V_{ni} = 12806$	$V_{nf} = 12806$
<u>Condizione di carico n° 8 (VEICOLO POS. 2)</u>					
Distr	Terreno	$X_i = 0.27$	$X_f = 1.10$	$V_{ni} = 12806$	$V_{nf} = 12806$
Distr	Terreno	$X_i = 1.77$	$X_f = 2.60$	$V_{ni} = 12806$	$V_{nf} = 12806$
Distr	Terreno	$X_i = 3.27$	$X_f = 4.10$	$V_{ni} = 12806$	$V_{nf} = 12806$
<u>Condizione di carico n° 9 (VEICOLO POS. 3)</u>					
Distr	Terreno	$X_i = 0.05$	$X_f = 0.88$	$V_{ni} = 12806$	$V_{nf} = 12806$
Distr	Terreno	$X_i = 2.05$	$X_f = 2.88$	$V_{ni} = 12806$	$V_{nf} = 12806$
Distr	Terreno	$X_i = 3.55$	$X_f = 4.38$	$V_{ni} = 12806$	$V_{nf} = 12806$
<u>Condizione di carico n° 10 (VIABILITA SX)</u>					
Distr	Terreno	$X_i = -3.00$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 2000$	$V_{nf} = 2000$
<u>Condizione di carico n° 11 (VIABILITA DX)</u>					
Distr	Terreno	$X_i = 4.80$	$X_f = 7.80$	$V_{ni} = 2000$	$V_{nf} = 2000$

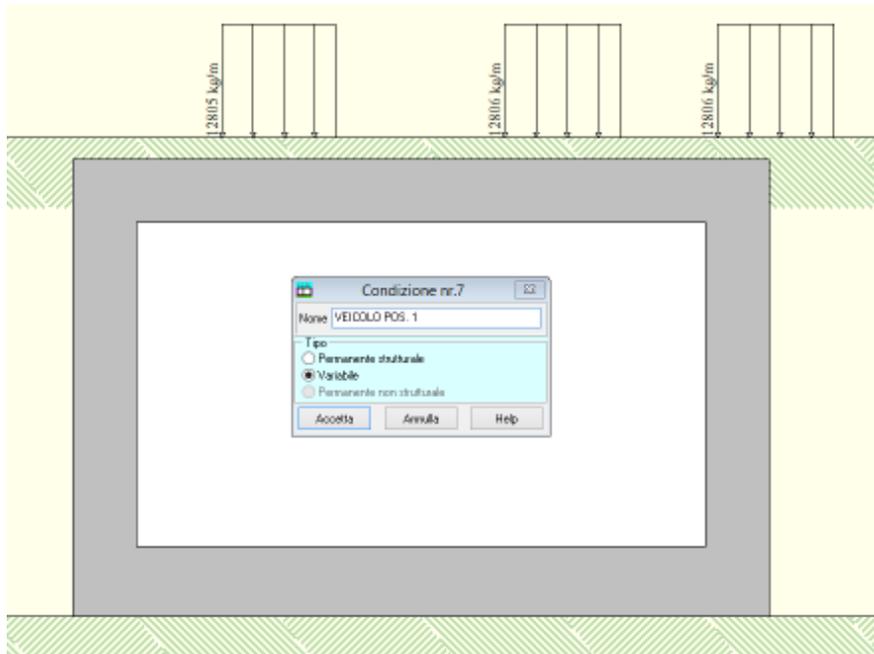
5.2 Carico stradale

Il carico stradale della condizione 7,8,9 è stato ricavato dalla normativa da ponti DM 4/5/1990, diffondendo le impronte di lato 0.3 m da 10t con una inclinazione 3 verticale 1 orizzontale nel terreno di ricoprimento e 1 su 1 nella soletta dello scatolare fino all'asse della stessa.

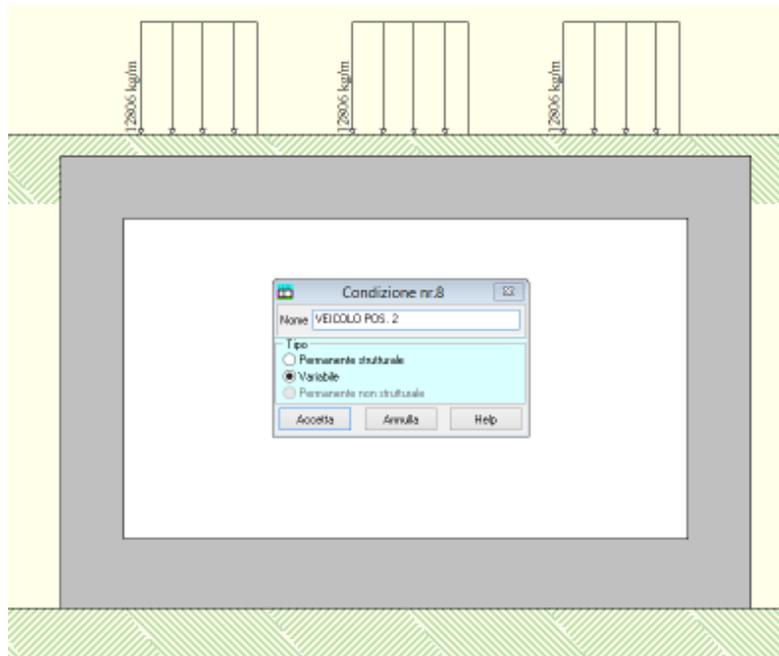
Quindi per una striscia di profondità un metro, avendo un ricoprimento di 12cm (terreno) + 22.5cm (metà soletta), considerando un coefficiente dinamico pari a 1.4, e una strada di seconda categoria per la quale si considera il carico al 75% si avrà:

$$q = (0.75 * 10.000 * 1.4) / 0.82 = 12805 \text{ daN/m.}$$

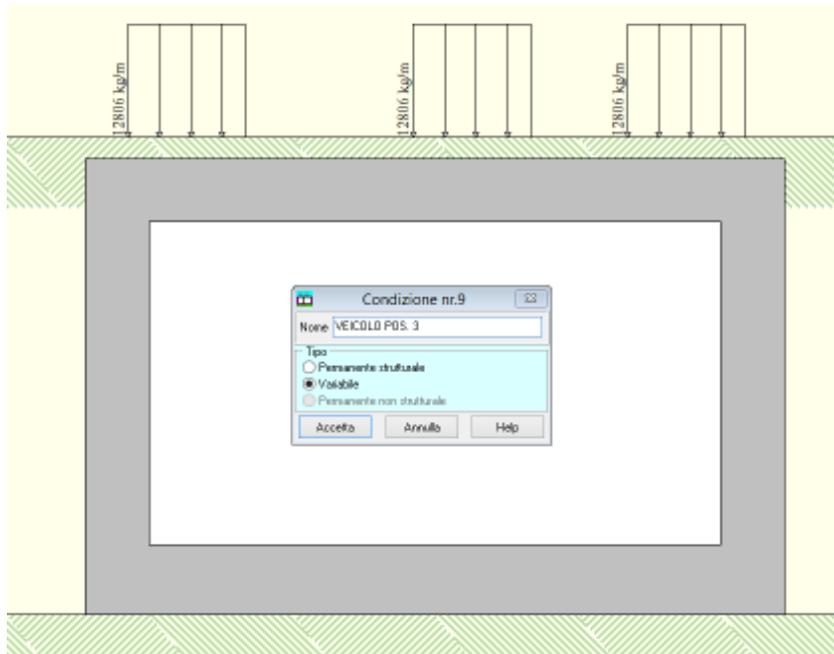
Siccome la diffusione delle impronte porta di fatto alla formazione di un carico uniformemente distribuito si considererà un'estensione di quest'ultimo pari a 0.82 m, che nella condizione 7 è centrata mentre nella 8-9 sta a cavallo del tombino, come si può vedere dalle figure sottostanti.



Condizione 7



Condizione 8



Condizione 9

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veicoli	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 28 di 56

Impostazioni di progetto

Verifica materiali: Tensioni ammissibili

Verifiche secondo :

- D.M. 11/03/1988

- D.M. 16/01/1996

Copriferro sezioni 6.70 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70$ $\Psi_1=0.50$ $\Psi_2=0.20$

Combinazione n° 1 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 2 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 1	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 2	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA DX	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Vehicoli	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00		Foglio 29 di 56

Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA SX	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA SX	1.00	1.00	1.00
VIABILITA DX	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA SX	1.00	1.00	1.00
VIABILITA DX	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 2	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 Tensioni ammissibili - Sismica

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 Tensioni ammissibili - Sismica

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 1	1.00	0.50	0.50
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 Tensioni ammissibili - Sismica

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA SX	1.00	0.50	0.50
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 Tensioni ammissibili - Sismica

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA DX	1.00	0.50	0.50
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 Tensioni ammissibili - Sismica

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Vehicoli	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00
	Foglio 30 di 56

Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA SX	1.00	0.50	0.50
VIABILITA DX	1.00	0.50	0.50
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 Tensioni ammissibili - Sismica

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA SX	1.00	0.50	0.50
VIABILITA DX	1.00	0.50	0.50
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 2	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 1	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 15 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 2	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 16 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA DX	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 17 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA SX	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 18 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VIABILITA SX	1.00	0.80	0.80
VIABILITA DX	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 19 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 1	1.00	0.80	0.80

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Cooperatori Integrati Vibici	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00
	Foglio 31 di 56

VIABILITA SX	1.00	0.80	0.80
VIABILITA DX	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 20 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 2	1.00	0.80	0.80
VIABILITA SX	1.00	0.80	0.80
VIABILITA DX	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 21 Tensioni ammissibili

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
VEICOLO POS. 3	1.00	1.00	1.00



6. ANALISI DELLE SPINTE E VERIFICHE

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kgm

V taglio espresso in kg

SN sforzo normale espresso in kg

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_i pressione sul terreno espressa in kg/cm²

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

a Riposo [combinazione 1]
 a Riposo [combinazione 2]
 a Riposo [combinazione 3]
 a Riposo [combinazione 4]
 a Riposo [combinazione 5]
 a Riposo [combinazione 6]
 a Riposo [combinazione 7]
 a Riposo [combinazione 8]
 a Riposo [combinazione 9]
 a Riposo [combinazione 10]
 a Riposo [combinazione 11]
 a Riposo [combinazione 12]
 a Riposo [combinazione 13]
 a Riposo [combinazione 14]
 a Riposo [combinazione 15]
 a Riposo [combinazione 16]
 a Riposo [combinazione 17]
 a Riposo [combinazione 18]
 a Riposo [combinazione 19]
 a Riposo [combinazione 20]
 a Riposo [combinazione 21]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Vibral	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00
	Foglio 33 di 56

Sisma

Coefficiente di intensità sismica (percento) 4.00
Forma diagramma incremento sismico Triangolare con vertice in basso

Spinta sismica Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico 0.00 [°]
(La diffusione viene calcolata manualmente come riportato al punto 6.2)

Coefficienti di spinta

1	0.568	0.000
2	0.568	0.000
3	0.568	0.000
4	0.568	0.000
5	0.568	0.000
6	0.568	0.000
7	0.568	0.000
8	0.568	0.423
9	0.568	0.423
10	0.568	0.423
11	0.568	0.423
12	0.568	0.423
13	0.568	0.423
14	0.568	0.000
15	0.568	0.000
16	0.568	0.000
17	0.568	0.000
18	0.568	0.000
19	0.568	0.000
20	0.568	0.000
21	0.568	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	48
Numero elementi trasverso	35
Numero elementi piedritto sinistro	30
Numero elementi piedritto destro	31
Numero molle fondazione	49
Numero molle piedritto sinistro	31
Numero molle piedritto destro	32

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Cooperatori Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00
	Foglio 34 di 56

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 2635.12 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 2635.12 [kg/mq]

Falda

Spinta	2880[kg]
Sottospinta	2400[kg/mq]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	1.05	300.00
1.05	1.85	13105.00
1.85	3.04	300.00
3.04	3.86	13106.00
3.86	4.54	300.00
4.54	5.36	13106.00
5.36	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 2635.12 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 2102.18 [kg/mq]	Pressione inf. 4566.93 [kg/mq]

Falda

Spinta	2880[kg]
Sottospinta	2400[kg/mq]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	0.57	300.00
0.57	1.39	13106.00
1.39	2.07	300.00
2.07	2.89	13106.00
2.89	3.57	300.00
3.57	4.39	13106.00
4.39	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 2635.12 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 2635.12 [kg/mq]

Falda

Spinta	2880[kg]
Sottospinta	2400[kg/mq]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	4.80	300.00
4.80	7.80	2300.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 2635.12 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 1306.20 [kg/mq]	Pressione inf. 3770.95 [kg/mq]

Falda

Spinta	2880[kg]
Sottospinta	2400[kg/mq]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	2300.00
0.00	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 1306.20 [kg/mq]	Pressione inf. 3770.95 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 2635.12 [kg/mq]

Falda

Spinta	2880[kg]
Sottospinta	2400[kg/mq]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	2300.00
0.00	4.80	300.00
4.80	7.80	2300.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 1306.20 [kg/mq]	Pressione inf. 3770.95 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 1306.20 [kg/mq]	Pressione inf. 3770.95 [kg/mq]

Falda

Spinta	2880[kg]
Sottospinta	2400[kg/mq]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	2300.00
0.00	0.57	300.00
0.57	1.39	13106.00
1.39	2.07	300.00
2.07	2.89	13106.00
2.89	3.57	300.00
3.57	4.39	13106.00
4.39	4.80	300.00
4.80	7.80	2300.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 1306.20 [kg/mq] Pressione inf. 4997.65 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 1306.20 [kg/mq] Pressione inf. 4997.65 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 170.37 [kg/mq] Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 170.37 [kg/mq] Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 334.92 [kg/mq] Pressione inf. 0.00 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	1.05	300.00
1.05	1.85	6702.50
1.85	3.04	300.00
3.04	3.86	6703.00
3.86	4.54	300.00
4.54	5.36	6703.00
5.36	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 170.37 [kg/mq] Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 1136.28 [kg/mq] Pressione inf. 4827.72 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 495.28 [kg/mq] Pressione inf. 0.00 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
----	----	----------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00 Foglio 37 di 56

-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	1300.00
0.00	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 738.29 [kg/mq]	Pressione inf. 4429.73 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 334.92 [kg/mq]	Pressione inf. 0.00 [kg/mq]
------------------	-------------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	4.80	300.00
4.80	7.80	1300.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 738.29 [kg/mq]	Pressione inf. 4429.73 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 429.21 [kg/mq]	Pressione inf. 0.00 [kg/mq]
------------------	-------------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	1300.00
0.00	4.80	300.00
4.80	7.80	1300.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 738.29 [kg/mq]	Pressione inf. 4429.73 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 738.29 [kg/mq]	Pressione inf. 4429.73 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 429.21 [kg/mq]	Pressione inf. 0.00 [kg/mq]
------------------	-------------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	1300.00
0.00	0.57	300.00
0.57	1.39	13106.00
1.39	2.07	300.00

2.07	2.89	13106.00
2.89	3.57	300.00
3.57	4.39	13106.00
4.39	4.80	300.00
4.80	7.80	1300.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 738.29 [kg/mq]	Pressione inf. 4429.73 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 738.29 [kg/mq]	Pressione inf. 4429.73 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 429.21 [kg/mq]	Pressione inf. 0.00 [kg/mq]
------------------	-------------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 14

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	1.05	300.00
1.05	1.85	10544.00
1.85	3.04	300.00
3.04	3.86	10544.80
3.86	4.54	300.00
4.54	5.36	10544.80
5.36	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 1715.82 [kg/mq]	Pressione inf. 5407.27 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 15

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	0.57	300.00
0.57	1.39	10544.80
1.39	2.07	300.00
2.07	2.89	10544.80
2.89	3.57	300.00
3.57	4.39	10544.80
4.39	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 16

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	4.80	300.00
4.80	7.80	1900.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]
--------------------	-------------------------------	--------------------------------

Piedritto destro Pressione sup. 1079.04 [kg/mq] Pressione inf. 4770.48 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 17

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	1900.00
0.00	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 1079.04 [kg/mq] Pressione inf. 4770.48 [kg/mq]

Piedritto destro Pressione sup. 170.37 [kg/mq] Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 18

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	1900.00
0.00	4.80	300.00
4.80	7.80	1900.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 1079.04 [kg/mq] Pressione inf. 4770.48 [kg/mq]

Piedritto destro Pressione sup. 1079.04 [kg/mq] Pressione inf. 4770.48 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 19

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	1900.00
0.00	1.05	300.00
1.05	1.85	10544.00
1.85	3.04	300.00
3.04	3.86	10544.80
3.86	4.54	300.00
4.54	4.80	10544.80
4.80	5.36	12144.80
5.36	7.80	1900.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 1079.04 [kg/mq] Pressione inf. 4770.48 [kg/mq]

Piedritto destro Pressione sup. 2624.49 [kg/mq] Pressione inf. 6315.93 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 20

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	-3.00	300.00
-3.00	0.00	1900.00



0.00	0.57	300.00
0.57	1.39	10544.80
1.39	2.07	300.00
2.07	2.89	10544.80
2.89	3.57	300.00
3.57	4.39	10544.80
4.39	4.80	300.00
4.80	7.80	1900.00
7.80	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 1079.04 [kg/mq]	Pressione inf. 4770.48 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 1079.04 [kg/mq]	Pressione inf. 4770.48 [kg/mq]

Analisi della combinazione n° 21

Pressione in calotta(solo peso terreno) 300.00 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-13.00	0.30	300.00
0.30	1.12	13106.00
1.12	2.30	300.00
2.30	3.12	13106.00
3.12	3.80	300.00
3.80	4.62	13106.00
4.62	17.80	300.00

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 170.37 [kg/mq]	Pressione inf. 3861.82 [kg/mq]

7. SPOSTAMENTI, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

7.1 Inviluppo spostamenti

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0.23	-0.1903	0.1133	0.0147	0.2819
1.33	-0.1908	0.1128	0.0200	0.2185
2.45	-0.1912	0.1124	0.0257	0.1872
3.59	-0.1916	0.1119	0.0199	0.2230
4.60	-0.1921	0.1115	0.0147	0.2899

Inviluppo spostamenti trasverso

X [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0.23	-0.2472	0.1646	0.0156	0.2863
1.39	-0.2476	0.1643	0.0392	0.3461
2.45	-0.2479	0.1641	0.0528	0.3702
3.57	-0.2482	0.1639	0.0381	0.3410
4.68	-0.2486	0.1637	0.0156	0.2945

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0.25	-0.1903	0.1133	0.0147	0.2819
1.64	-0.2426	0.1381	0.0152	0.2842
3.02	-0.2472	0.1646	0.0156	0.2863

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u_{Xmin} [cm]	u_{Xmax} [cm]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0.25	-0.1921	0.1115	0.0147	0.2899
1.64	-0.1991	0.1402	0.0152	0.2923
3.02	-0.2486	0.1637	0.0156	0.2945

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00		Foglio 42 di 56

7.2 Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0.23	-9144	-1945	-21547	-5859	3433	6507
1.33	380	8776	-9436	-1889	3433	6507
2.45	2895	13683	-997	1658	3433	6507
3.59	310	8204	2359	10912	3433	6507
4.68	-9925	-2218	5728	22214	3433	6507

Inviluppo sollecitazioni trasverso

X [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0.23	-10121	-1100	2791	18964	1649	4362
1.39	381	7057	1131	8113	1649	4362
2.45	1451	12267	-379	2605	1649	4362
3.57	265	6698	-7671	-1146	1569	4362
4.68	-9675	-824	-19646	-2721	1482	4362

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0.25	-9144	-1945	2421	7290	5913	22086
1.64	-6892	478	-1978	856	4352	20525
3.02	-10121	-1100	-4362	-1649	2791	18964

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

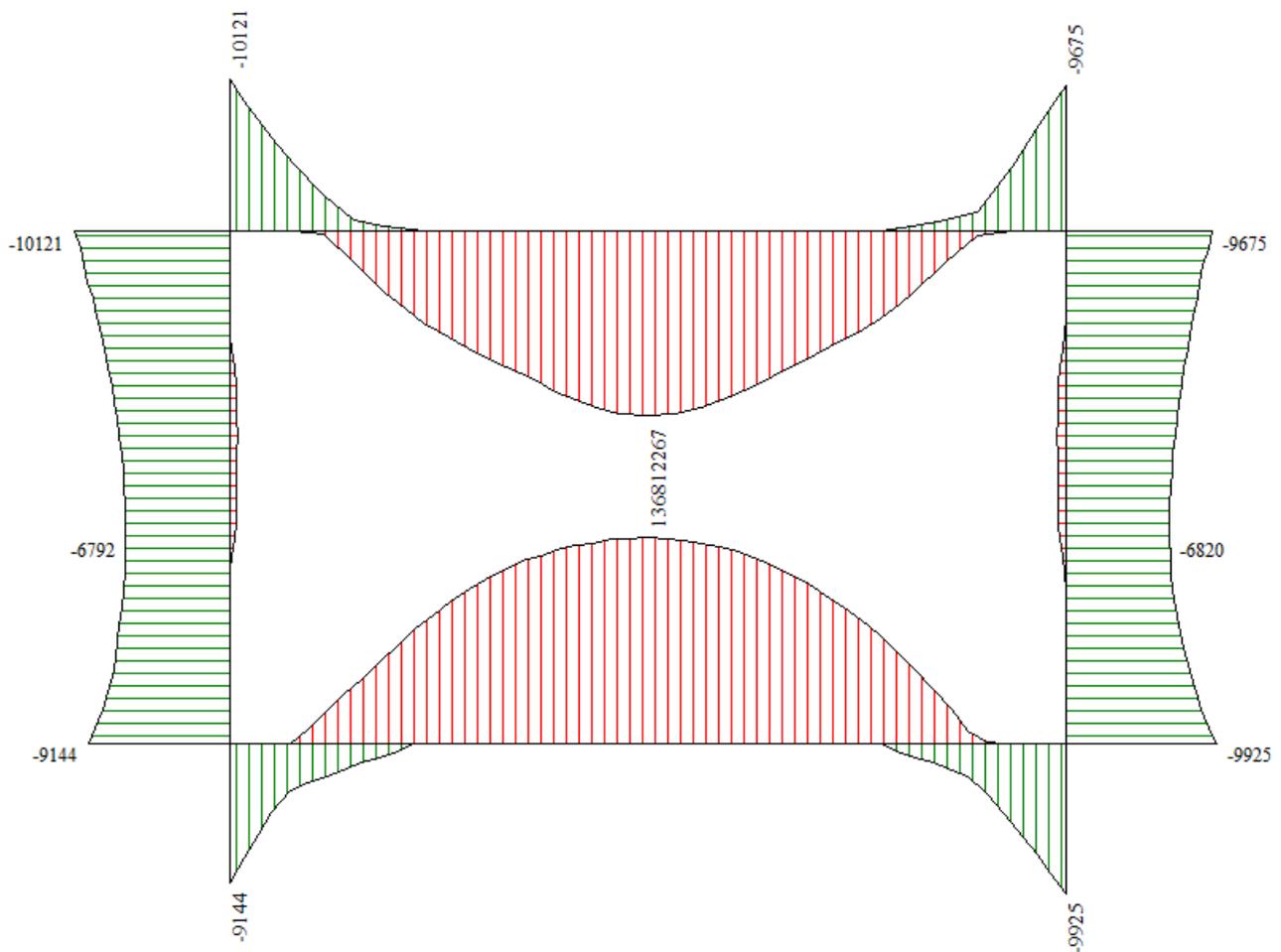
Y [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0.25	-9925	-2218	-8242	-3434	5842	22768
1.64	-6920	478	-1102	720	4282	21207
3.02	-9675	-824	1482	4362	2721	19646

7.3 Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kg/cmq]	σ_{tmax} [kg/cmq]
0.23	0.07	1.44
1.33	0.10	1.11
2.45	0.13	0.95
3.59	0.10	1.14
4.68	0.07	1.48

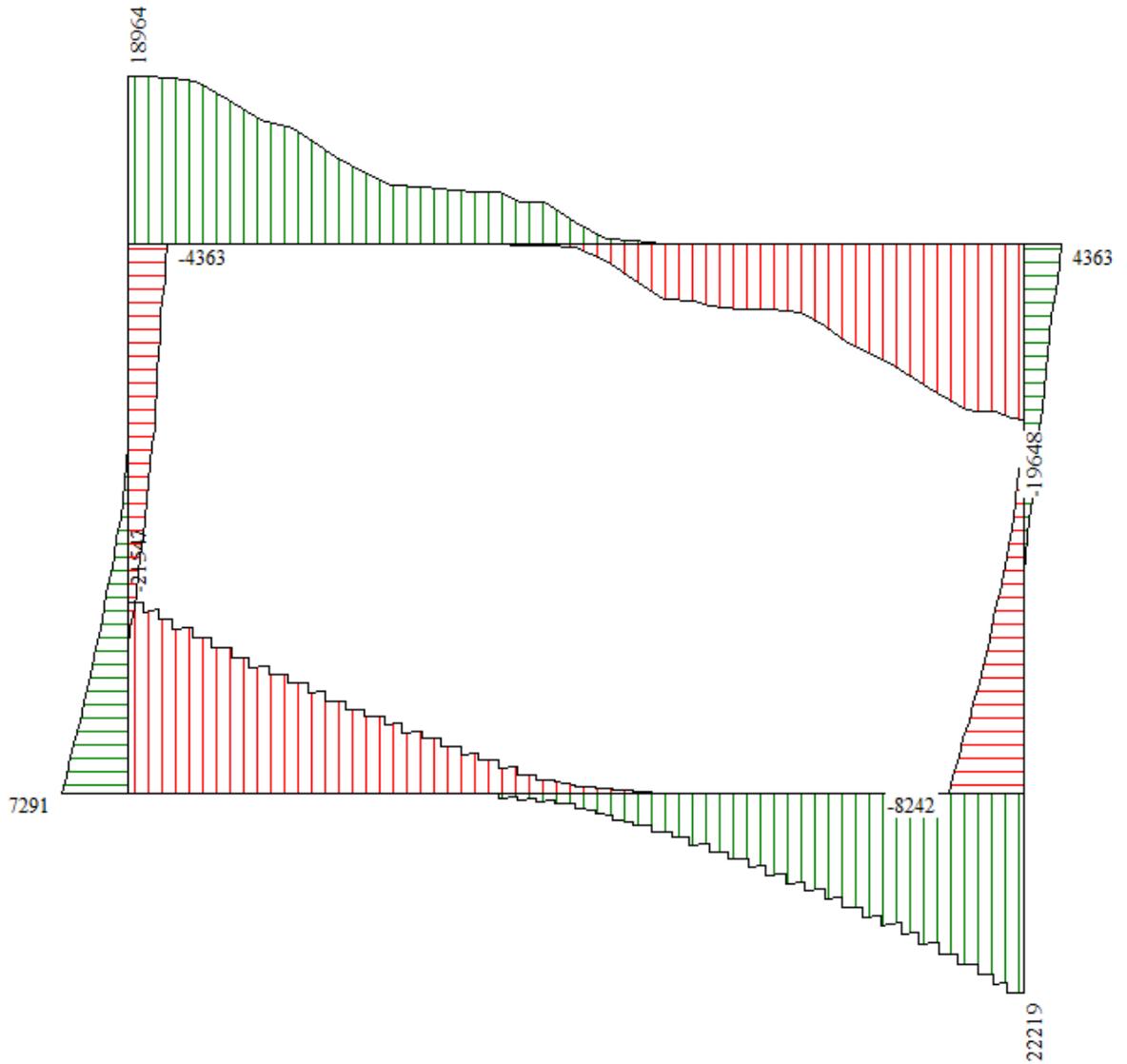
Diagrammi d'involuppo sollecitazioni

Si riportano di seguito i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni, senza fare una distinzione tra la condizione statica e quella dinamica, perché tra l'altro, quest'ultima, non risulta importante in fase di verifica, visto che le sollecitazioni massime si ottengono nella combinazione n° 3 e 21 che sono combinazioni statiche.

 12267.0 kgm


7.1 - Diagramma involuppo momento flettente

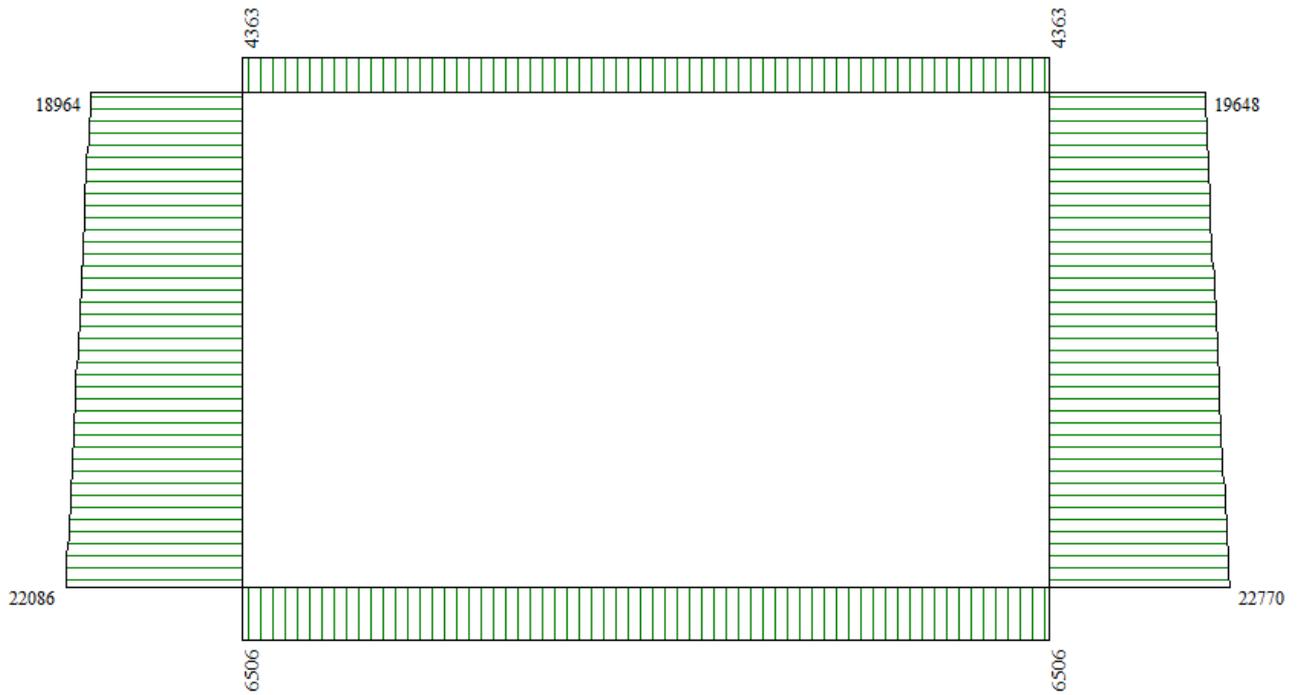
22312.6 kg



7.2 - Diagramma involuopo taglio



████████████████████ 22769,9 kg



7.3 - Diagramma involuppo sforzi assiali

7.4 Verifiche

7.4.1 Caso 1– Momento flettente massimo e corrispondente sforzo normale

Risultati						
Tensioni ammissibili						
Spinte e Pressioni	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kgm]	Comb.	T [kg]	Comb.	N [kg]	Comb.
Fondazione	13683	(3)	22313	(21)	6506	(6)
Piedritto sinistro	-10121	(13)	7291	(5)	22086	(13)
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-9925	(2)	-8242	(2)	22770	(21)
Traverso	12267	(3)	-19648	(21)	4363	(19)

Combinazioni analizzate	21
-------------------------	----

<< >>

Si ricercano le massime sollecitazioni di momento flettente che appartengono in questo caso alla combinazione 3 sia per il Traverso che per la fondazione come riportato nella tabella soprastante.

Risultati						
Tensioni ammissibili						
Spinte e Pressioni	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kgm]	S [m]	T [kg]	S [m]	N [kg]	S [m]
Fondazione	13683	2.45	21823	4.68	4139	0.45
Piedritto sinistro	-9460	3.02	4148	0.25	21825	0.25
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-9487	3.02	-4148	0.25	22262	0.25
Traverso	12267	2.45	-19141	4.68	2538	0.23

Combinazioni analizzate	21
-------------------------	----

<<	Comb. 3	>>	Chiudi	Help
----	---------	----	--------	------

Si analizza pertanto nel dettaglio la combinazione 3 dalla quale si desumono momento flettente, sforzo normale e di taglio sia per il traverso che per la fondazione.

Come detto in precedenza, le sollecitazioni maggiori si sono ottenute nel caso di una combinazione statica (Combinazione n°3) quindi anche le verifiche di resistenza sono state eseguite utilizzando tali valori mentre per la verifica a fessurazione dove si considerano i carichi mobili all'80% la Combinazione più gravosa risulta essere la n°15)

Risultati						
Tensioni ammissibili						
Spinte e Pressioni	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kgm]	S [m]	T [kg]	S [m]	N [kg]	S [m]
Fondazione	11707	2.45	18703	4.60	3433	1.21
Piedritto sinistro	-7851	3.02	3441	0.25	18719	0.25
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-7873	3.02	-3441	0.25	19068	0.25
Traverso	10236	2.45	-15947	4.68	2118	4.21

Combinazioni analizzate	21
-------------------------	----

<<	Comb. 15	>>	Chiudi	Help
----	----------	----	--------	------

Verifica di dettaglio caso 1 "FONDAZIONE"

Metodo di calcolo resistenza:	Tensioni Ammissibili
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Tensione Normale Ammiss. Sc:	110.00 daN/cm ²
	Tensione Normale Media Ammiss.:	77.00 daN/cm ²
	Tensione Tangenz.Amm. TauC0:	6.66 daN/cm ²
	Tensione Tangenz.Amm. TauC1:	19.71 daN/cm ²
	Coeff. N di omogeneizzazione:	15.00
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	27.60 daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00 daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.150 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Tensione Ammissibile Sf:	2550.0 daN/cm ²
	Modulo Elastico Ef:	2000000 daN/cm ²
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00		Foglio 49 di 56

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.7	cm

TENS.AMMISS. - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
3	4139	13683	21823	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
15	3433	11707 (13971)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre di forza:	5.6	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.5	cm
Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - MASSIME E MINIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione [daN/cm ²] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc max	Ordinata [cm] corrispond. al punto di massima compressione
Sc min	Minima tensione [daN/cm ²] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc min	Ordinata [cm] corrispond. al punto di minima compressione
Sc med	Tensione media [daN/cm ²] nel conglomerato
Sf min	Minima tensione [daN/cm ²] nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata [cm] corrispond. alla barra di minima tensione
Sf max	Massima tensione [daN/cm ²] nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ordinata [cm] corrispond. alla barra di massima tensione
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro nel riferimento X,Y,O gener.della sez.

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sc med	Sf min	Ys min	Yneutro
3	S	48.5	50.0	0.0	0.0	0.7	-1749	6.7	37.3

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver:	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Tau max:	Massima tensione tangenziale a taglio-torsione nel conglom.[daN/cm ²]
Scorr:	Scorrimento massimo per taglio nel conglomerato [daN/cm]
Bs:	Lunghezza in cm della corda di scorrimento massimo
TgFi:	Rapporto tra la tens. tens. princ. trazione e quella tang.(corda Bs)
ASt:	Area di calcolo staffe a taglio e torsione per metro di trave [cm ² /m]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Valodi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00	Foglio 50 di 56
--	--	---------------------------------	--------------------

N°Comb	Ver	Tau max	Scorr.	Bs	TgFi	ASt
3	S	5.63	562.3	100.0	1.0000	32.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [daN/cm ²]
Yc max	Ordinata [cm] della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [daN/cm ²]
Yc min	Ordinata [cm] della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione [-] nell'acciaio [daN/cm ²]
Ys min	Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw eff.	Ac eff.	As eff.	D barre
3	S	41.5	50.0	0.0	50.0	-1499	43.3	18.6	1865	19.0	19.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver:	S = comb.verificata / N = comb. non verificata
Sclmax:	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sclmin:	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
K3:	=0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12:	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps:	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm:	Distanza media in mm tra le fessure
wk:	Apertura delle fessure in mm wk = 1,7*Eps*Srm

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff.	K3	Beta12	Eps	Srm	wk
15	S	24.4	-23.1	---	0.125	0.50	0.000300	263	0.134

Verifica di dettaglio caso 1 "TRAVERSO"

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Tensioni Ammissibili
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Tensione Normale Ammiss. Sc:	110.00 daN/cm ²
	Tensione Normale Media Ammiss.:	77.00 daN/cm ²
	Tensione Tangenz.Amm. TauC0:	6.66 daN/cm ²
	Tensione Tangenz.Amm. TauC1:	19.71 daN/cm ²
	Coeff. N di omogeneizzazione:	15.00
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080 daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	27.60 daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.150 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Costruttori Integrati Vibral	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00		Foglio 51 di 56

Tensione Ammissibile Sf:	2550.0	daN/cm ²
Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	45.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.7	cm

TENS.AMMISS. - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
3	2538	12267	19141	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
15	2118	10236 (11245)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre di forza:	5.6	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.5	cm
Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - MASSIME E MINIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
Sc max	Massima tensione [daN/cm ²] nel conglomerato (positiva se di compress.)								
Yc max	Ordinata [cm] corrispond. al punto di massima compressione								
Sc min	Minima tensione [daN/cm ²] nel conglomerato (positiva se di compress.)								
Yc min	Ordinata [cm] corrispond. al punto di minima compressione								
Sc med	Tensione media [daN/cm ²] nel conglomerato								
Sf min	Minima tensione [daN/cm ²] nell'acciaio (negativa se di trazione)								
Ys min	Ordinata [cm] corrispond. alla barra di minima tensione								
Sf max	Massima tensione [daN/cm ²] nell'acciaio (positiva se di compress.)								
Ys max	Ordinata [cm] corrispond. alla barra di massima tensione								
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro nel riferimento X,Y,O gener.della sez.								

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sc med	Sf min	Ys min	Yneutro
3	S	53.2	45.0	0.0	0.0	0.5	-1830	6.7	33.4

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00		Foglio 52 di 56

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver: S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Tau max: Massima tensione tangenziale a taglio-torsione nel conglom.[daN/cm²]
Scorr: Scorrimento massimo per taglio nel conglomerato [daN/cm]
Bs: Lunghezza in cm della corda di scorrimento massimo
TgFi: Rapporto tra la tens. tens. princ. trazione e quella tang.(corda Bs)
ASt: Area di calcolo staffe a taglio e torsione per metro di trave [cm²/m]

N°Comb	Ver	Tau max	Scorr.	Bs	TgFi	ASt
3	S	5.63	562.4	100.0	1.0000	32.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [daN/cm²]
Yc max Ordinata [cm] della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [daN/cm²]
Yc min Ordinata [cm] della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione [-] nell'acciaio [daN/cm²]
Ys min Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw eff.	Ac eff.	As eff.	D barre
15	S	44.4	45.0	0.0	45.0	-1527	38.3	16.7	1669	19.0	19.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver: S = comb.verificata / N = comb. non verificata
Sclmax: Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sclmin: Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
K3: =0,125 per flessione; = 0,25 (Sclmin + Sclmax)/(2 Sclmin) per trazione eccentrica
Beta12: Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps: Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm: Distanza media in mm tra le fessure
wk: Apertura delle fessure in mm wk = 1,7*Eps*Srm

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff.	K3	Beta12	Eps	Srm	wk
15	S	26.0	-25.1	---	0.125	0.50	0.000305	252	0.131

7.4.2 Caso 2 – Sforzo Normale minimo e corrispondente momento flettente

Risultati						
Tensioni ammissibili						
Spinte e Pressioni	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kgm]	S [m]	T [kg]	S [m]	N [kg]	S [m]
Fondazione	13574	2.45	22313	4.60	3897	0.45
Piedritto sinistro	-8914	0.25	3906	0.25	21318	0.25
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-9205	0.25	-3906	0.25	22770	0.25
Traverso	10965	2.60	-19648	4.68	1652	4.39

Combinazioni analizzate	21
-------------------------	----

<<	Comb. 21	>>	Chiudi	Help
----	----------	----	--------	------

Si ricerca lo sforzo normale minimo ed il corrispondente momento flettente che come da tabella sopra riportata appartiene alla combinazione 21.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00		Foglio 54 di 56

Verifica di dettaglio caso 2

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza: Tensioni Ammissibili
Tipologia sezione: Sezione predefinita
Forma della sezione: Rettangolare
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit : Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Tensione Normale Ammiss. Sc:	110.00	daN/cm ²
	Tensione Normale Media Ammiss.:	77.00	daN/cm ²
	Tensione Tangenz.Amm. TauC0:	6.66	daN/cm ²
	Tensione Tangenz.Amm. TauC1:	19.71	daN/cm ²
	Coeff. N di omogeneizzazione:	15.00	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.150	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²
Tensione Ammissibile Sf:		2550.0	daN/cm ²
Modulo Elastico Ef:		2000000	daN/cm ²
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	45.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.7	cm

TENS.AMMISS. - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	1652	10965	19648	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.6	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.5	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Coleggerenti Integrati Valchi	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-RO-NVVH-00-002-B00
	Foglio 55 di 56

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - MASSIME E MINIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione [daN/cm ²] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc max	Ordinata [cm] corrispond. al punto di massima compressione
Sc min	Minima tensione [daN/cm ²] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc min	Ordinata [cm] corrispond. al punto di minima compressione
Sc med	Tensione media [daN/cm ²] nel conglomerato
Sf min	Minima tensione [daN/cm ²] nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata [cm] corrispond. alla barra di minima tensione
Sf max	Massima tensione [daN/cm ²] nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ordinata [cm] corrispond. alla barra di massima tensione
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro nel riferimento X,Y,O gener.della sez.

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sc med	Sf min	Ys min	Yneutro
1	S	47.5	45.0	0.0	0.0	0.3	-1652	6.7	33.5

METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICHE A TAGLIO

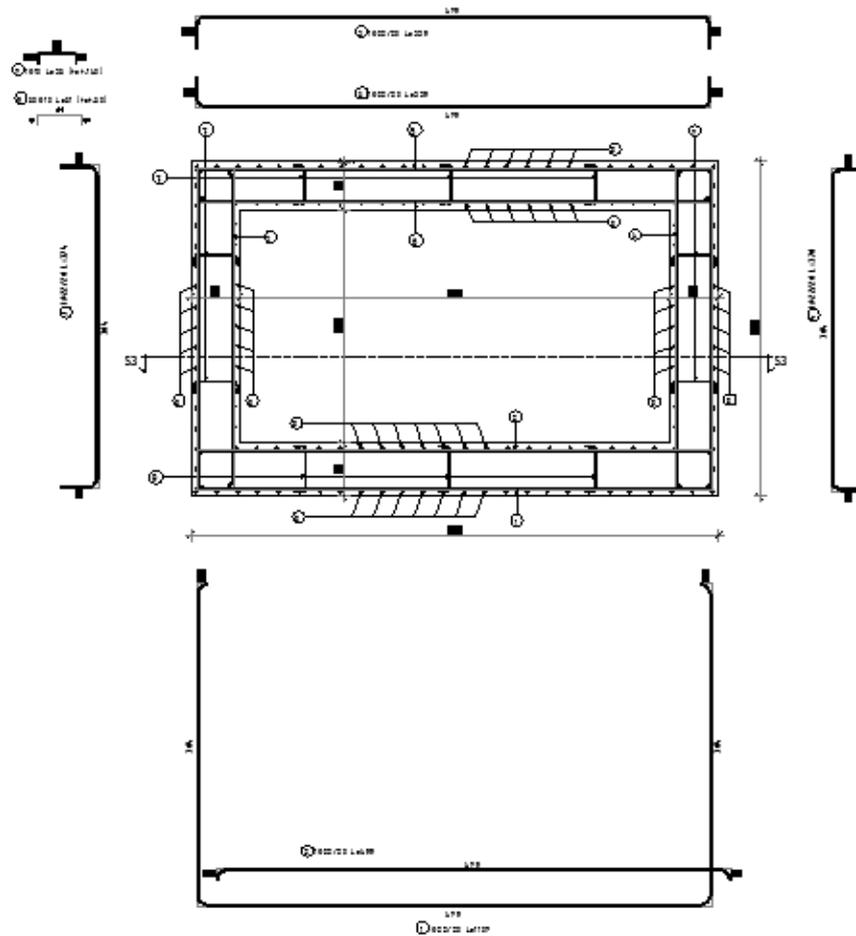
Ver:	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Tau max:	Massima tensione tangenziale a taglio-torsione nel conglom.[daN/cm ²]
Scorr:	Scorrimento massimo per taglio nel conglomerato [daN/cm]
Bs:	Lunghezza in cm della corda di scorrimento massimo
TgFi:	Rapporto tra la tens. tens. princ. trazione e quella tang.(corda Bs)
ASt:	Area di calcolo staffe a taglio e torsione per metro di trave [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Tau max	Scorr.	Bs	TgFi	ASt
1	S	5.77	577.3	100.0	1.0000	32.2

7.5 Armatura di progetto

Di seguito si riporta l'armatura di progetto adottata, nel rispetto di quanto indicato nelle verifiche strutturali. Si riporta uno schema delle armature corrispondente a quello presente sulle tavole esecutive di cantiere.

SEZIONE S1-S1



7.4 – armature principali TABULATI DI CALCOLO