

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

RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE VAL LEMME

Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	ITALFERR S.p.A.
Consorzio Cociv Project Manager Ing. E. Pagani Data: 15/10/2015	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	C V	C L	D P 0 4 0 0	0 0 2	E

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
E00	Prima emissione	F. Foltran <i>F. Foltran</i>	15/10/2015	A. Panizza <i>A. Panizza</i>	15/10/2015	A. Mancarella <i>A. Mancarella</i>	15/10/2015	

n. Elab.:

File: A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00

CUP: F81H92000000008

GENERAL CONTRACTOR



Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

ALTA SORVEGLIANZA



A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00

Relazione di calcolo

Foglio

2 di 161

INDICE

1.	PREMESSA	7
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3.	PARAMETRI GEOTECNICI.....	10
4.	VERIFICA GEOTECNICA DELLA PALIFICATA DI SOSTEGNO DELLE SCARPATE DELLA STRADA	10
4.1.	Modellazione	10
4.1.1.	Caratteristiche geometriche delle opere	10
4.1.2.	Condizioni di carico	11
4.1.3.	Combinazioni dei carichi.....	13
4.2.	Verifiche della palificata doppia	15
4.2.1.	Verifica a ribaltamento.....	15
4.2.2.	Verifica a scorrimento.....	15
4.2.3.	Verifica al carico limite del terreno.....	15
4.2.4.	Verifica di stabilità globale	17
4.3.	Risultati delle verifiche.....	18
4.3.1.	Analisi della spinta e verifiche.....	18
4.3.2.	Combinazione n°1	18
4.3.3.	Combinazione n° 2.....	22
4.3.4.	Combinazione n° 3.....	25
4.3.5.	Combinazione n° 4.....	28
5.	VERIFICA GEOTECNICA DELLA PALIFICATA DI SOSTEGNO DELLA PIAZZOLA PER L'INVERSIONE DI MARCIA	31
5.1.	Modellazione	31
5.1.1.	Caratteristiche geometriche delle opere	31
5.1.2.	Condizioni di carico	32
5.1.3.	Combinazioni dei carichi.....	34
5.2.	Verifiche della palificata doppia	35
5.2.1.	Verifica a ribaltamento.....	35
5.2.2.	Verifica a scorrimento.....	35
5.2.3.	Verifica al carico limite del terreno.....	35
5.2.4.	Verifica di stabilità globale	37
5.3.	Risultati delle verifiche.....	38
5.3.1.	Analisi della spinta e verifiche.....	38
5.3.2.	Combinazione n°1	38

5.3.3.	Combinazione n° 2	42
5.3.4.	Combinazione n° 3	45
5.3.5.	Combinazione n° 4	48
6.	VERIFICA GEOTECNICA E STRUTTURALE DELLE VASCHE DI RACCOLTA E DECANTAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE DI VERSANTE	51
6.1.	MODELLAZIONE	51
6.1.1.	Caratteristiche dei materiali	51
6.1.2.	Caratteristiche geometriche delle opere	52
6.1.3.	Condizioni di carico	53
6.2.	VERIFICHE GEOTECNICHE	57
6.2.1.	Verifica a ribaltamento	57
6.2.2.	Verifica a scorrimento	58
6.2.3.	Verifica al carico limite del terreno	58
6.3.	RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	60
6.3.1.	Verifica a ribaltamento e a scorrimento	60
6.3.2.	Verifica al carico limite	71
6.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	73
6.4.1.	Verifiche elementi strutturali in termini di fessurazione	73
6.5.	ANALISI DEI CARICHI	73
6.5.1.	Peso proprio strutturale	73
6.5.2.	Spinta del terreno	73
6.5.3.	Carichi variabili	74
6.5.4.	Azioni sismiche	75
6.5.5.	Azioni inerziali associate al peso proprio	76
6.5.6.	Azioni inerziali associate al terrapieno	77
6.6.	RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI	80
6.6.1.	Combinazioni dei carichi	80
6.6.2.	Diagrammi delle sollecitazioni	80
6.6.3.	Verifica della sezione di spiccato dell'elevazione	90
7.	VERIFICA STRUTTURALE DELLE VASCHE DI RACCOLTA E SEDIMENTAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE DELL'ABBANCAMENTO E DELLA VASCA DI SEDIMENTAZIONE DI VALLE	96
7.1.	Rappresentazione generale del manufatto	96
7.2.	Descrizione del software	96
7.3.	Dati generali	99

7.3.1.	Materiali c.a.....	99
7.3.2.	Curve di materiali c.a.....	99
7.3.3.	Armature	100
7.3.4.	Terreni.....	100
7.4.	Dati di definizione	101
7.4.1.	Preferenze commessa.....	101
7.4.2.	Azioni e carichi	103
7.4.3.	Quote	104
7.4.4.	Elementi di input.....	105
7.5.	Risultati numerici	108
7.5.1.	Pressioni massime sul terreno.....	108
7.5.2.	Spostamenti di interpiano	110
7.5.3.	Tagli ai livelli.....	111
7.5.4.	Equilibrio forze.....	113
7.6.	Verifiche	117
7.6.1.	Verifiche piastre e pareti C.A.	117
8.	VERIFICA STRUTTURALE DELLE VASCHE DI RACCOLTA E SEDIMENTAZIONE DELLE ACQUE DI DRENAGGIO	130
9.	VERIFICA STRUTTURALE DEL CANALE DI RACCOLTA ACQUE DA REALIZZARE A MONTE DELLA STRADA DI ACCESSO ALL'ABBANCAMENTO.....	130
9.1.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	132
9.2.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	132
9.3.	ANALISI DEI CARICHI	133
9.3.1.	Peso proprio manufatto	133
9.3.2.	Azioni del terreno	133
9.3.3.	Azioni sismiche.....	134
9.3.4.	Azioni inerziali associate al peso proprio	135
9.3.5.	Azioni inerziali associate al terrapieno	136
9.4.	VERIFICHE DI RESISTENZA	139
9.5.	VERIFICHE DI FESSURAZIONE	140
9.6.	VERIFICHE DI STABILITA'	147
9.6.1.	Condizioni statiche	149
9.6.2.	Condizioni dinamiche	150
10.	VERIFICA STRUTTURALE DEL CANALE AD "U" BANCA 0	152
10.1.	ANALISI DEI CARICHI	152

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 6 di 161</p>

10.1.1.	Peso proprio strutturale.....	152
10.1.2.	Spinta del terreno.....	152
10.1.3.	Carichi variabili	153
10.1.4.	Azioni sismiche	153
10.1.5.	Azioni inerziali associate al peso proprio.....	155
10.1.6.	Azioni inerziali associate al terrapieno	156
10.2.	RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI.....	158
10.2.1.	Verifica della sezione di spiccatto dell'elevazione	158

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 7 di 161</p>

1. PREMESSA

La presente relazione fa parte del progetto definitivo degli interventi relativi alla realizzazione della tratta A.V./A.C. del Terzo Valico ed ha come oggetto le seguenti verifiche geotecniche e strutturali:

- verifica geotecnica delle palificate di sostegno delle scarpate della strada,
- verifica geotecnica e strutturale delle vasche di raccolta e decantazione delle acque meteoriche di versante,
- verifica strutturale delle vasche di raccolta e sedimentazione delle acque meteoriche dell'abbancamento e della vasca di sedimentazione di valle,
- verifica strutturale delle vasche di raccolta e sedimentazione delle acque di drenaggio,
- verifica strutturale del canale di raccolta acque da realizzare a monte della strada di accesso all'abbancamento.

Le verifiche strutturali sono state condotte secondo DM96 e relative circolari.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 8 di 161</p>

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in accordo con le seguenti normative tecniche di riferimento:

- [1] **LEGGE 5 novembre 1971 n.1086:** «Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica»;
- [2] **LEGGE 2 febbraio 1974, n.64:** «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche»;
- [3] **DM 30 Maggio 1974:** «Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche»;
- [4] **DM 3 marzo 1975 n. 40** «Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche»;
- [5] **DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 11 marzo 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»;
- [6] **DM 11 marzo 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. Istruzioni per l'applicazione»;
- [7] **CIRCOLARE 24 Settembre 1988, n.30483/S.T.C.:** «Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione e il collaudo delle opere di fondazione» di cui alla legge 2/2/1974 e al D.M. 11/3/1988;
- [8] **CNR Norme tecniche n°10011, 1988:** «Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione»;
- [9] **DM LLPP 14 febbraio 1992:** «Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche»;
- [10] **Circolare LLPP 24 Giugno 1993 n. 37406/Stc:** Legge 5 novembre 1971, n. 1086. «Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992»;
- [11] **DECRETO MINISTERIALE 9 gennaio 1996:** «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche»;
- [12] **DECRETO MINISTERIALE 16 gennaio 1996:** «Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"»;
- [13] **DECRETO MINISTERIALE 16 gennaio 1996:** «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche»;
- [14] **CIRCOLARE 9 Gennaio 1996, n.218/24/3, Ministero dei LL.PP.:** «Istruzioni per la redazione della relazione geologica e geotecnica» di cui alla legge 2/2/1974 e al D.M. 11/3/1988;
- [15] **CIRCOLARE 4 luglio 1996, n.156 AA.GG./S.T.C.:** «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. 16/1/96»;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 9 di 161</p>

- [16] **CIRCOLARE 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.:** «Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"» di cui al D.M. 9/1/96»;
- [17] **CIRCOLARE 10 aprile 1997, n.65 AA.GG/S.T.C.:** «Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"» di cui al D.M. 9/1/96»;
- [18] **DM LLPP 5 agosto 1999:** «Modificazioni al DM 9 gennaio 1996 contenente norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche».

Inoltre, per quanto concerne le procedure amministrative relative alle zone sismiche si fa riferimento alle seguenti leggi regionali:

- [19] **L.R. n. 19 del 12 marzo 1985,** "Snellimento delle procedure di cui alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, in attuazione alla legge 10 dicembre, n. 741";
- [20] **O.P.C.M. n°3274 e relativi allegati del 20/03/2003:** «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica (pubblicato sul supplemento alla G.U. n° 105 del 08/05/2003)»;
- [21] **Delibera della Giunta Regionale 17 novembre 2003, n. 61-11017,** "Prime disposizioni in applicazione dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/2003;
- [22] **Delibera della Giunta Regionale 23 dicembre 2003, n. 64-11402,** "Disposizioni attuative dell'articolo 2 dell'OPCM 3274 del 20marzo 2003";
- [23] **Delibera della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058,** "Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)".

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 10 di 161

3. PARAMETRI GEOTECNICI

La relazione geotecnica sviluppa approfondite analisi e valutazioni che conducono alla definizione dei parametri di progetto. Nelle successive calcolazioni si considera per il materiale di abbancamento (smarino galleria) un angolo di attrito di 30° e coesione nulla.

4. VERIFICA GEOTECNICA DELLA PALIFICATA DI SOSTEGNO DELLE SCARPATE DELLA STRADA

Il progetto prevede la realizzazione di un abbancamento e di una strada per eseguirne la manutenzione periodica. La strada si sviluppa lungo una serie di tornanti a mezza costa lungo l'abbancamento. Le scarpate sono sostenute da palificate a doppia parete, realizzate con la tecnica dell'ingegneria naturalistica. Poste al piede della scarpate, con la propria massa si contrappongono ai movimenti gravitativi, bloccando le masse a monte, favorendo il drenaggio e svolgendo nel complesso un'azione stabilizzatrice e di consolidamento.

Lo stesso materiale vegetale vivo, una volta attecchito e sviluppato, svolge nel tempo un'efficientissima azione di consolidamento, mediante l'apparato radicale, e di drenaggio, mediante la traspirazione fogliare, sostituendo nella funzionalità la struttura lignea destinata a decomporsi.

Le unità di misura, salvo diversamente specificato, sono da intendersi kN, kNm e m.

Il calcolo delle strutture è stato condotto con l'ausilio di codice di calcolo MAX vers. 10.05.a.

4.1. Modellazione

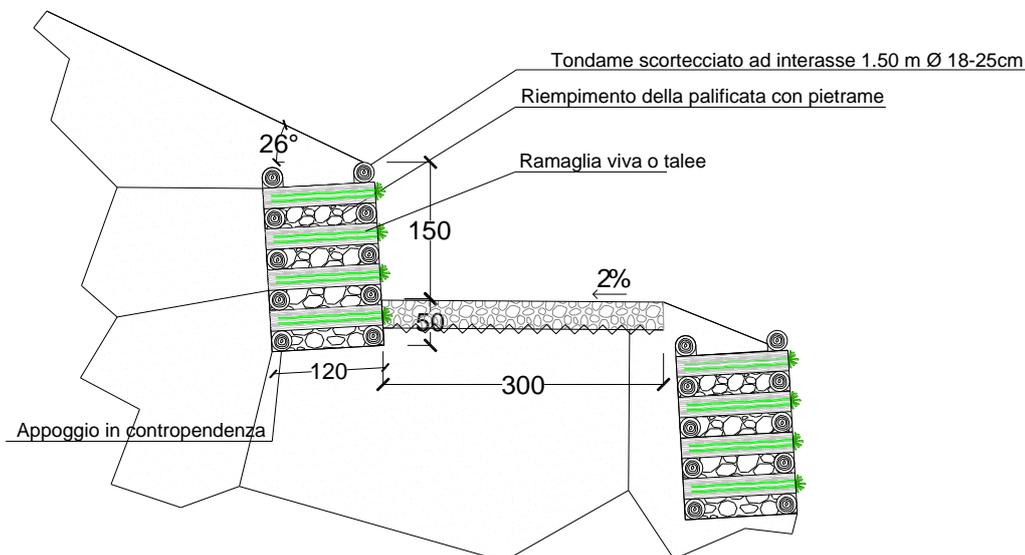
4.1.1. Caratteristiche geometriche delle opere

Per il sostegno delle scarpate della strada è stata scelta un'opera a basso impatto ambientale, costituita da una palificata a doppia parete.

Si tratta di un struttura in tronchi disposti, in livelli sovrapposti, perpendicolarmente uno all'altro a formare una "gabbia" di contenimento per il materiale inerte di riporto ed il materiale vegetale vivo.

Presenta due pareti di cui una esterna, frontale, ed una interna, a contatto con il substrato, parallele ed inclinate rispetto all'orizzontale.

Nella sezione che segue è riportato lo schema dell'opera.



La verifica di seguito riportata riguarda la struttura di sottoscarpa, soggetta oltre al peso proprio ed alla spinta del terreno, anche al contributo di spinta indotto dai mezzi in transito sulla strada.

Il calcolo viene condotto nell'ipotesi di paramenti inclinati di 3° rispetto alla verticale, con altezza massima pari a 2,30 m e altezza fuori terra pari a 1,30 m.

4.1.2. Condizioni di carico

Per una palificata a doppia parete il calcolo di dimensionamento è innanzi tutto quello di un'opera a gravità. A tal fine sono state individuate 3 tipologie di carico elementare:

- 1: peso proprio strutturale
- 2: spinta del terreno
- 3: carico variabile (per le palificate di sottoscarpa)
- 4: azione del sisma.

Peso proprio strutturale

Il valore del peso proprio della palificata a doppia parete viene valutato assumendo $\gamma_r = 22$ kN/mc il peso del materiale di riempimento, che dovrà essere di tipo granulare con un angolo di attrito non inferiore ai 35° per garantire la stabilità interna dell'opera.

Nel calcolo si trascura invece il peso proprio del legname.

Spinta del terreno

L'azione corrispondente alla spinta delle terre è stata valutata impiegando il metodo di Culmann. Questo metodo adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 12 di 161

coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

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

Carichi variabili

Si considera un carico variabile di 5 KN/mq, per tener conto del transito dei mezzi di manutenzione sulla strada, a tergo delle palificate.

Azione sismica

Nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 11-13058 del 19.01.2010, entrata in vigore con la D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011, il Comune di Voltaggio è stato posto in zona 3.

A questo proposito, va evidenziato che il D.M. 16/01/96 prevede l'obbligo di progettazione per le zone di sismicità "alta" (grado di sismicità $S=12$), "media" ($S=9$) e "bassa" ($S=6$) che corrispondono, rispettivamente, alla zona 1 (accelerazione orizzontale di picco del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, $ag = 0.35g$), alla zona 2 ($ag = 0.25g$) e alla zona 3 ($ag = 0.15g$) dell'O.P.C.M. n. 3274/03, così come precisato dalla nota esplicativa del 4 giugno 2003 a cura del Dipartimento della Protezione Civile.

Per quanto sopra, le verifiche in condizioni sismiche verranno effettuate per un grado di sismicità $S = 6$.

L'analisi statica degli effetti sismici può essere effettuata mediante un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

essendo:

$C = (S-2) / 100$ il coefficiente di intensità sismica;

S = il grado di sismicità ($S \geq 2$);

R = il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = il coefficiente di protezione sismica;

W = il peso complessivo delle masse.

Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T_0 della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata. Se il periodo T_0 non viene determinato, come in questo specifico caso, si deve assumere $R = 1,0$.

Per le opere che non presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, quali quelle del caso in oggetto, si assume $I = 1,0$.

Oltre alla spinta statica del terreno, deve considerarsi in caso di sisma, un incremento di spinta ΔF pari alla differenza fra la spinta F_s esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F : $\Delta F = F - F_s$, in cui

$$F_s = A \cdot F'$$

dove:

$$A = \cos^2(\beta + \theta) / (\cos^2 \beta \cdot \cos \theta)$$

$$\theta = \arctg C$$

F' = spinta calcolata per $i' = i + \theta$ e $\beta' = \beta + \theta$

B = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno con origine al piede);

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto).

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a $2/3$ dell'altezza del paramento stesso.

In caso sismico i valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati determinati con le seguenti formule, utilizzando i parametri corretti:

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

4.1.3. Combinazioni dei carichi

Le azioni elementari sopra analizzate sono state combinate come riportato nella tabella che segue:



COMB	Peso proprio	Variabili	Spinta	Sisma
Comb 1	1	0	1	0
Comb 2	1	1	1	0
Comb 3	1	0	1	1
Comb 4	1	1	1	1

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 15 di 161</p>

4.2. Verifiche della palificata doppia

Sono state condotte le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento
- verifica di scorrimento
- verifica a capacità portante
- verifica di stabilità globale

4.2.1. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore del coefficiente di sicurezza:

$$M_s / M_r \geq 1,5.$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S .

Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

4.2.2. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza:

$$F_r / F_s \geq 1,3.$$

La forza che interviene nella F_s è la componente della spinta parallela al piano di fondazione

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con ϕ l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \phi + c_a \cdot B_r.$$

4.2.3. Verifica al carico limite del terreno

Il rapporto fra il carico limite in fondazione Q_u e la componente normale R della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 2:

$$Q_u / R \geq 2.$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00</p> <p>Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio</p> <p>16 di 161</p>

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c \times N_c \times d_c \times i_c + q \times N_q \times d_q \times i_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma = c \times N'_c + q \times N'_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N'_\gamma.$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

Indicando con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da $K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$, i vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \text{tg} \phi}$$

$$N_q = A K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg} (1,4 \phi)$$

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\theta$$

$$i_y = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_y = 0 \quad \text{per } \phi = 0.$$

4.2.4. Verifica di stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro + terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,3.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10 x 10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

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

$$\eta = \frac{\sum^n_i \left(\frac{b_i c_i + W_i \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum^n_i W_i \sin \alpha_i}$$

$$\text{con } m = (1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi_i}{\eta}) \cos \alpha_i .$$

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

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa va risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

4.3. Risultati delle verifiche

4.3.1. Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta metodo di Culmann

Calcolo del carico limite metodo di Meyerhof

Calcolo della stabilità globale metodo di Fellenius

Calcolo della spinta in condizioni di Spinta attiva

Sisma

Coefficiente di intensità sismica (percento) 0.04

Forma diagramma incremento sismico Triangolare con vertice in basso

Partecipazione spinta passiva (percento) 0,0

Baricentro del muro X=-0,68 Y=-1,18

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = -0,12 Y = -2,37

Punto superiore superficie di spinta X = 0,00 Y = 0,00

Altezza della superficie di spinta 2,37 [m]

Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale) -3,00 [°]

4.3.2. Combinazione n°1

Valore della spinta statica 18,2450 [kN]

Componente orizzontale della spinta statica 17,4478 [kN]

Componente verticale della spinta statica 5,3343 [kN]

Punto d'applicazione della spinta X = -0,08 [m] Y = -1,54 [m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 20,00 [°]

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche 52,93 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 0,0000 [kN]

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 0,00 [m] Y = 0,00 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 17,4478 [kN]

Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 69,0386 [kN]

Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle 13,2949 [kNm]

Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle 53,0312 [kNm]

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 69,8572 [kN]

Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 13,8107 [kN]

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0,07 [m]

Lunghezza fondazione reagente 1,28 [m]

Risultante in fondazione 71,2092 [kN]

Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 11,18 [°]

Momento rispetto al baricentro della fondazione 4,9349 [kNm]

Carico ultimo della fondazione 419,7717 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 1,28 [m]

Tensione terreno allo spigolo di valle 72,72 [kPa]

Tensione terreno allo spigolo di monte 36,52 [kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante $N_c = 30.14$ $N_q = 18.40$ $N_{\square} = 15.67$

Fattori forma $s_c = 1,00$ $s_q = 1,00$ $s_{\square} = 1,00$

Fattori inclinazione $i_c = 0,77$ $i_q = 0,77$ $i_{\square} = 0,39$

Fattori profondità $d_c = 1,27$ $d_q = 1,14$ $d_{\square} = 1,14$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 29.38$ $N'_q = 16.02$ $N'_{\square} = 7.00$

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.99

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.84

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 6.01

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 1.38

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

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

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

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,76 Y[m]= 0,59

Raggio del cerchio R[m]= 3,37

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,53

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,62

Larghezza della striscia dx[m]= 0,21

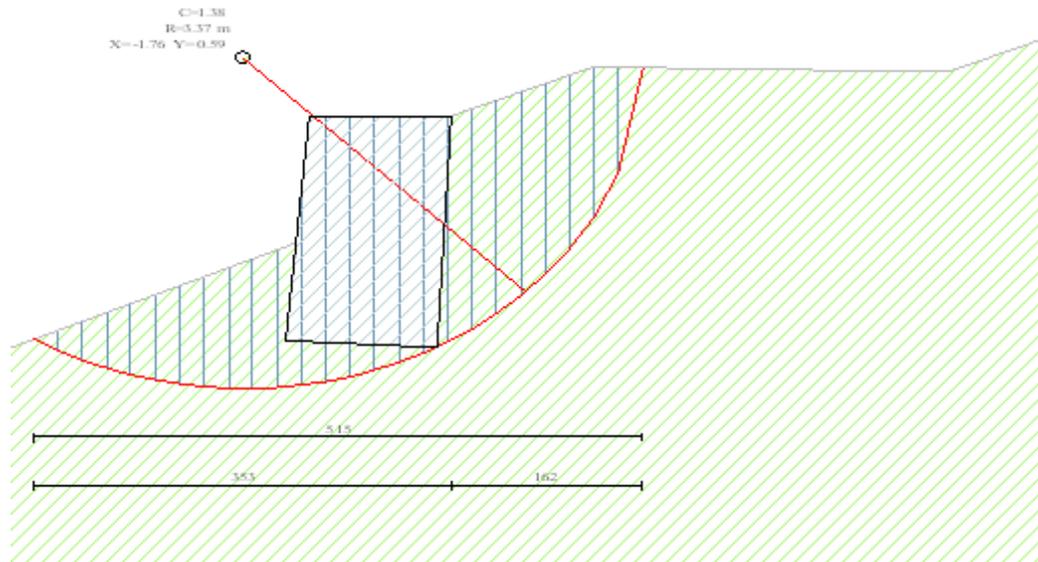
Coefficiente di sicurezza C= 1.38

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	1,9877	79.09	1,9518	0,0107	30.00	0	0
2	4,8248	65.63	4,3948	0,0049	30.00	0	0
3	6,1367	58.07	5,2083	0,0038	30.00	0	0
4	6,9189	51.92	5,4464	0,0033	30.00	0	0
5	7,4912	46.54	5,4374	0,0029	30.00	0	0
6	7,9156	41.65	5,2607	0,0027	30.00	0	0
7	8,2261	37.11	4,9637	0,0025	30.00	0	0
8	8,4823	32.84	4,5994	0,0024	30.00	0	0
9	10,4024	28.76	5,0045	0,0023	30.00	0	0
10	11,1147	24.83	4,6677	0,0022	30.00	0	0
11	11,4294	21.03	4,1012	0,0022	30.00	0	0
12	11,6864	17.32	3,4791	0,0021	30.00	0	0
13	11,8896	13.69	2,8129	0,0021	30.00	0	0
14	11,4856	10.11	2,0154	0,0021	30.00	0	0
15	5,9731	6.57	0,6831	0,0020	30.00	0	0
16	5,0601	3.05	0,2694	0,0020	30.00	0	0
17	4,7373	-0.45	-0,0373	0,0020	30.00	0	0
18	4,3678	-3.96	-0,3013	0,0020	30.00	0	0
19	3,9512	-7.47	-0,5140	0,0020	30.00	0	0
20	3,4866	-11.02	-0,6666	0,0021	30.00	0	0
21	2,9725	-14.61	-0,7500	0,0021	30.00	0	0
22	2,4068	-18.27	-0,7544	0,0021	30.00	0	0
23	1,7863	-22.00	-0,6691	0,0022	30.00	0	0
24	1,1071	-25.83	-0,4823	0,0022	30.00	0	0
25	0,3635	-29.79	-0,1806	0,0023	30.00	0	0

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 156,2036 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 55,9402 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i &= 77,4089 \text{ [kN]} \\ \Sigma c b_i / \cos \alpha_i &= 0,0000 \text{ [kN]}\end{aligned}$$



4.3.3. Combinazione n° 2

Valore della spinta statica	19,9337	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	19,0627	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	5,8280	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -0,08	[m]	Y = -1,54	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	51,43	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	19,0627	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	69,5323	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	14,4283	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	53,6817	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	70,4347	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	15,3975	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,28	[m]
Risultante in fondazione	72,0981	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,33	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5,7872	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	391,3481	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,28	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	76,30	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	33,84	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_{\square} = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_{\square} = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,74$	$i_q = 0,74$	$i_{\square} = 0,35$
Fattori profondità	$d_c = 1,27$	$d_q = 1,14$	$d_{\square} = 1,14$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 28.53 \quad N'_q = 15.56 \quad N'_{\square} = 6.17$$

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.72

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.66

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 5.56

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 1.33

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

 angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario) angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,76 Y[m]= 0,98

Raggio del cerchio R[m]= 3,72

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,54

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,94

Larghezza della striscia dx[m]= 0,22

Coefficiente di sicurezza C= 1.33

Le strisce sono numerate da monte verso valle

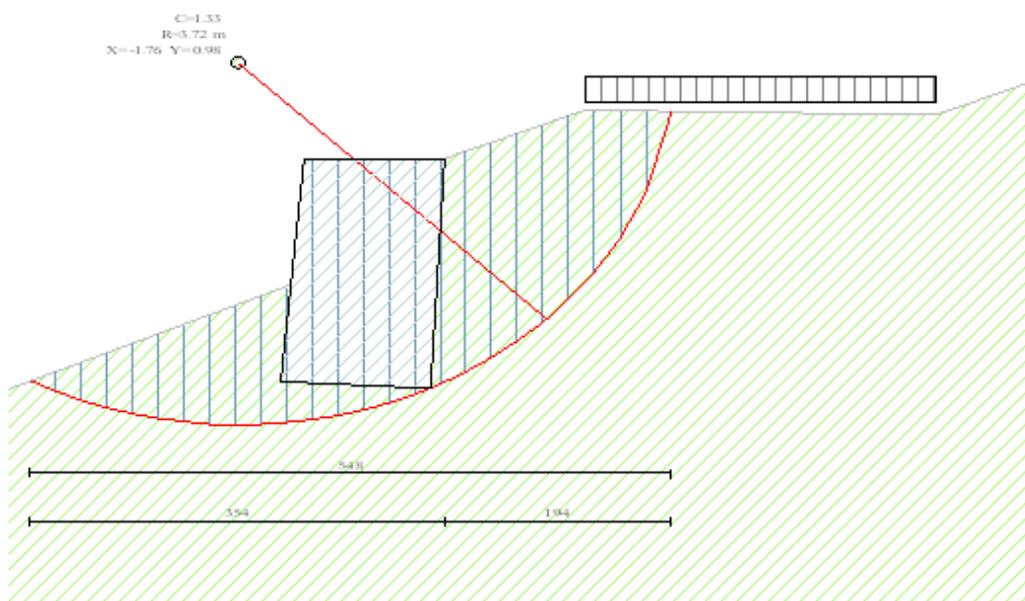
Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	2,7582	75.34	2,6684	0,0085	30.00	0	0
2	5,3595	65.10	4,8613	0,0051	30.00	0	0
3	6,9964	57.90	5,9271	0,0040	30.00	0	0
4	7,4871	51.98	5,8982	0,0035	30.00	0	0
5	7,7619	46.77	5,6552	0,0031	30.00	0	0
6	8,2516	42.03	5,5242	0,0029	30.00	0	0
7	8,6145	37.62	5,2582	0,0027	30.00	0	0
8	8,8734	33.46	4,8923	0,0026	30.00	0	0
9	9,0948	29.49	4,4774	0,0025	30.00	0	0
10	11,1453	25.68	4,8291	0,0024	30.00	0	0
11	11,8216	21.98	4,4245	0,0023	30.00	0	0
12	12,1300	18.38	3,8241	0,0023	30.00	0	0
13	12,3784	14.85	3,1721	0,0022	30.00	0	0
14	12,5701	11.38	2,4796	0,0022	30.00	0	0
15	9,9859	7.95	1,3806	0,0022	30.00	0	0



16	5,4468	4.55	0,4317	0,0022	30.00	0	0
17	5,0461	1.16	0,1023	0,0022	30.00	0	0
18	4,6527	-2.22	-0,1802	0,0022	30.00	0	0
19	4,2080	-5.61	-0,4112	0,0022	30.00	0	0
20	3,7114	-9.02	-0,5817	0,0022	30.00	0	0
21	3,1617	-12.46	-0,6821	0,0022	30.00	0	0
22	2,5570	-15.95	-0,7025	0,0022	30.00	0	0
23	1,8947	-19.50	-0,6323	0,0023	30.00	0	0
24	1,1713	-23.13	-0,4600	0,0023	30.00	0	0
25	0,3819	-26.86	-0,1725	0,0024	30.00	0	0

$\Sigma W_i = 167,4605$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 61,9836$ [kN]
 $\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 82,7325$ [kN]
 $\Sigma c b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]



4.3.4. Combinazione n° 3

Valore della spinta statica	18,2450	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	17,4478	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	5,3343	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -0,08	[m]	Y = -1,54	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,93	[°]		
Incremento sismico della spinta	0,0172	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = -0,04	[m]	Y = -0,79	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	52,93	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]
Inerzia del muro	0,0255	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,0000	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	17,4898	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	69,0437	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	13,3484	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	53,0381	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	69,8644	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	13,8523	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,07	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,28	[m]
Risultante in fondazione	71,2244	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11,21	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4,9862	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	418,6634	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,28	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	72,92	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	36,34	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_{\square} = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_{\square} = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,77$	$i_q = 0,77$	$i_{\square} = 0,39$

Fattori profondità $d_c = 1,27$ $d_q = 1,14$ $d_{\square} = 1,14$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 29.35$ $N'_q = 16.01$ $N'_{\square} = 6.98$

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.97

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.84

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 5.99

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 1.38

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,76 Y[m]= 0,59

Raggio del cerchio R[m]= 3,37

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,53

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,62

Larghezza della striscia dx[m]= 0,21

Coefficiente di sicurezza C= 1.38

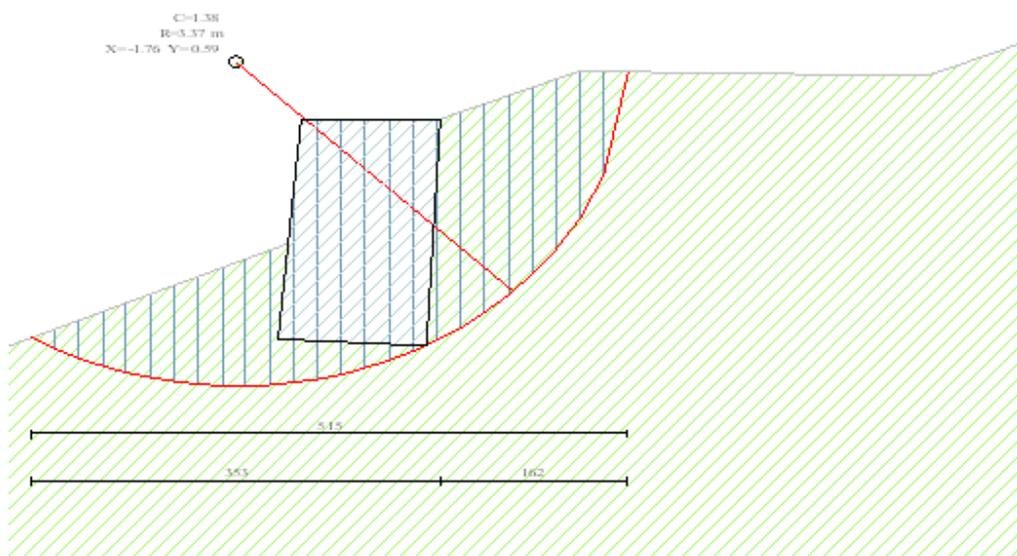
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	1,9877	79.09	1,9518	0,0107	30.00	0	0
2	4,8248	65.63	4,3948	0,0049	30.00	0	0
3	6,1367	58.07	5,2083	0,0038	30.00	0	0
4	6,9189	51.92	5,4464	0,0033	30.00	0	0
5	7,4912	46.54	5,4374	0,0029	30.00	0	0
6	7,9156	41.65	5,2607	0,0027	30.00	0	0
7	8,2261	37.11	4,9637	0,0025	30.00	0	0
8	8,4823	32.84	4,5994	0,0024	30.00	0	0

9	10,4024	28.76	5,0045	0,0023	30.00	0	0
10	11,1147	24.83	4,6677	0,0022	30.00	0	0
11	11,4294	21.03	4,1012	0,0022	30.00	0	0
12	11,6864	17.32	3,4791	0,0021	30.00	0	0
13	11,8896	13.69	2,8129	0,0021	30.00	0	0
14	11,4856	10.11	2,0154	0,0021	30.00	0	0
15	5,9731	6.57	0,6831	0,0020	30.00	0	0
16	5,0601	3.05	0,2694	0,0020	30.00	0	0
17	4,7373	-0.45	-0,0373	0,0020	30.00	0	0
18	4,3678	-3.96	-0,3013	0,0020	30.00	0	0
19	3,9512	-7.47	-0,5140	0,0020	30.00	0	0
20	3,4866	-11.02	-0,6666	0,0021	30.00	0	0
21	2,9725	-14.61	-0,7500	0,0021	30.00	0	0
22	2,4068	-18.27	-0,7544	0,0021	30.00	0	0
23	1,7863	-22.00	-0,6691	0,0022	30.00	0	0
24	1,1071	-25.83	-0,4823	0,0022	30.00	0	0
25	0,3635	-29.79	-0,1806	0,0023	30.00	0	0

$\Sigma W_i = 156,2036$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 55,9402$ [kN]
 $\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 77,4089$ [kN]
 $\Sigma c b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]



4.3.5. Combinazione n° 4

Valore della spinta statica	19,9337	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	19,0627	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	5,8280	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -0,08	[m]	Y = -1,54	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	51,43	[°]		
Incremento sismico della spinta	0,0203	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = -0,04	[m]	Y = -0,79	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51,43	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]
Inerzia del muro	0,0255	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,0000	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	19,1076	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	69,5383	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	14,4862	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	53,6897	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	70,4430	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	15,4421	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,08	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,28	[m]
Risultante in fondazione	72,1157	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,36	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5,8423	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	390,2429	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,28	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	76,51	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	33,65	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_{\square} = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_{\square} = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,74$	$i_q = 0,74$	$i_{\square} = 0,35$

Fattori profondità $d_c = 1,27$ $d_q = 1,14$ $d_{\square} = 1,14$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 28.50$ $N'_q = 15.55$ $N'_{\square} = 6.15$

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.71

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.66

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 5.54

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 1.33

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,76 Y[m]= 0,98

Raggio del cerchio R[m]= 3,72

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,54

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,94

Larghezza della striscia dx[m]= 0,22

Coefficiente di sicurezza C= 1.33

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	2,7582	75.34	2,6684	0,0085	30.00	0	0
2	5,3595	65.10	4,8613	0,0051	30.00	0	0



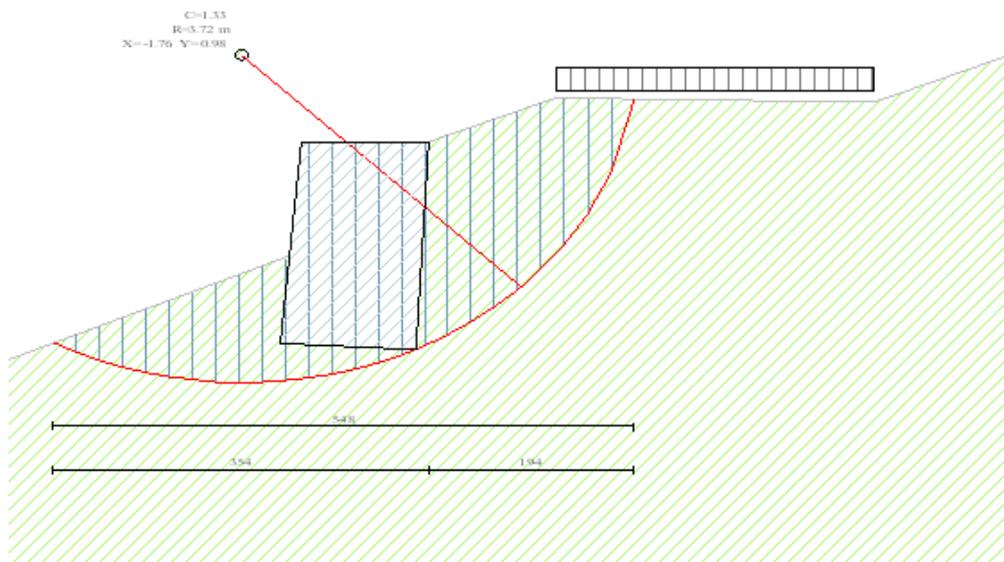
3	6,9964	57.90	5,9271	0,0040	30.00	0	0
4	7,4871	51.98	5,8982	0,0035	30.00	0	0
5	7,7619	46.77	5,6552	0,0031	30.00	0	0
6	8,2516	42.03	5,5242	0,0029	30.00	0	0
7	8,6145	37.62	5,2582	0,0027	30.00	0	0
8	8,8734	33.46	4,8923	0,0026	30.00	0	0
9	9,0948	29.49	4,4774	0,0025	30.00	0	0
10	11,1453	25.68	4,8291	0,0024	30.00	0	0
11	11,8216	21.98	4,4245	0,0023	30.00	0	0
12	12,1300	18.38	3,8241	0,0023	30.00	0	0
13	12,3784	14.85	3,1721	0,0022	30.00	0	0
14	12,5701	11.38	2,4796	0,0022	30.00	0	0
15	9,9859	7.95	1,3806	0,0022	30.00	0	0
16	5,4468	4.55	0,4317	0,0022	30.00	0	0
17	5,0461	1.16	0,1023	0,0022	30.00	0	0
18	4,6527	-2.22	-0,1802	0,0022	30.00	0	0
19	4,2080	-5.61	-0,4112	0,0022	30.00	0	0
20	3,7114	-9.02	-0,5817	0,0022	30.00	0	0
21	3,1617	-12.46	-0,6821	0,0022	30.00	0	0
22	2,5570	-15.95	-0,7025	0,0022	30.00	0	0
23	1,8947	-19.50	-0,6323	0,0023	30.00	0	0
24	1,1713	-23.13	-0,4600	0,0023	30.00	0	0
25	0,3819	-26.86	-0,1725	0,0024	30.00	0	0

$\Sigma W_i = 167,4605$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 61,9836$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 82,7325$ [kN]

$\Sigma c b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]



5. VERIFICA GEOTECNICA DELLA PALIFICATA DI SOSTEGNO DELLA PIAZZOLA PER L'INVERSIONE DI MARCIA

Il progetto prevede la realizzazione di una piazzola, a lato della strada prevista per l'intervento, necessaria per l'inversione di marcia dei mezzi transitanti. La scarpata a valle della piazzola è sostenuta da una palificata realizzata con la tecnica dell'ingegneria naturalistica la quale con la propria massa si contrappone ai movimenti gravitativi, bloccando le masse a monte, favorendo il drenaggio e svolgendo nel complesso un'azione stabilizzatrice e di consolidamento.

Lo stesso materiale vegetale vivo, una volta attecchito e sviluppato, svolge nel tempo un'efficientissima azione di consolidamento, mediante l'apparato radicale, e di drenaggio, mediante la traspirazione fogliare, sostituendo nella funzionalità la struttura lignea destinata a decomporsi.

Le unità di misura, salvo diversamente specificato, sono da intendersi kN, kNm e m.

Il calcolo delle strutture è stato condotto con l'ausilio di codice di calcolo MAX vers. 10.05.a.

5.1. Modellazione

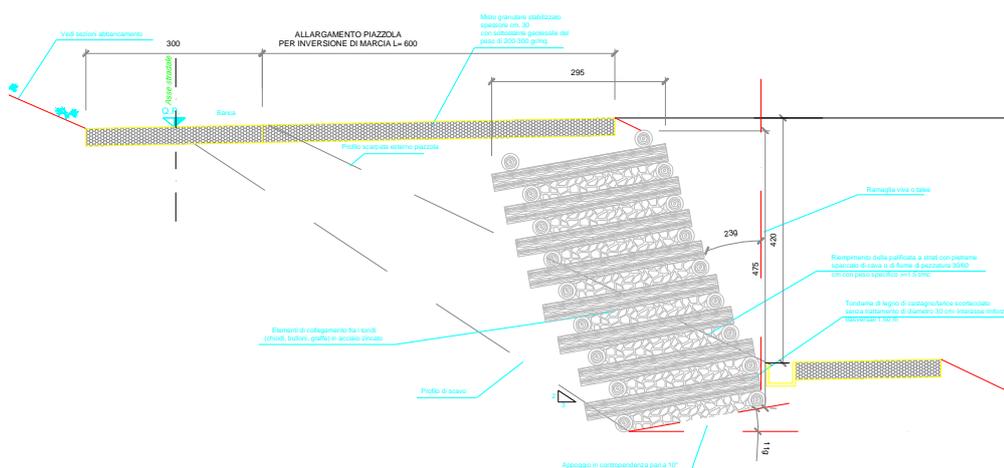
5.1.1. Caratteristiche geometriche delle opere

Per il sostegno della scarpata della piazzola è stata scelta un'opera a basso impatto ambientale, costituita da una palificata a doppia parete.

Si tratta di un struttura in tronchi disposti, in livelli sovrapposti, perpendicolarmente uno all'altro a formare una "gabbia" di contenimento per il materiale inerte di riporto ed il materiale vegetale vivo.

Presenta due pareti di cui una esterna, frontale, ed una interna, a contatto con il substrato, parallele ed inclinate rispetto all'orizzontale.

Nella sezione che segue è riportato lo schema dell'opera.



La verifica di seguito riportata riguarda la struttura a gravità sopradescritta, soggetta oltre al peso proprio ed alla spinta del terreno, anche al contributo di spinta indotto dai mezzi in transito sulla strada.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 32 di 161

5.1.2. Condizioni di carico

Per una palificata a doppia parete il calcolo di dimensionamento è innanzi tutto quello di un'opera a gravità. A tal fine sono state individuate 3 tipologie di carico elementare:

- 1: peso proprio strutturale
- 2: spinta del terreno
- 3: carico variabile
- 4: azione del sisma.

Peso proprio strutturale

Il valore del peso proprio della palificata a doppia parete viene valutato assumendo $\gamma_r = 22$ kN/mc il peso del materiale di riempimento, che dovrà essere di tipo granulare con un angolo di attrito non inferiore ai 35° per garantire la stabilità interna dell'opera.

Nel calcolo si trascura invece il peso proprio del legname.

Spinta del terreno

L'azione corrispondente alla spinta delle terre è stata valutata impiegando il metodo di Culmann. Questo metodo adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

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

Carichi variabili

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 33 di 161

Si considera un carico variabile di 5 KN/mq per tenere in considerazione il peso dovuto ai mezzi transitanti.

Azione sismica

Nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 11-13058 del 19.01.2010, entrata in vigore con la D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011, il Comune di Voltaggio è stato posto in zona 3.

A questo proposito, va evidenziato che il D.M. 16/01/96 prevede l'obbligo di progettazione per le zone di sismicità "alta" (grado di sismicità S=12), "media" (S=9) e "bassa" (S=6) che corrispondono, rispettivamente, alla zona 1 (accelerazione orizzontale di picco del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, $ag = 0.35g$), alla zona 2 ($ag = 0.25g$) e alla zona 3 ($ag = 0.15g$) dell'O.P.C.M. n. 3274/03, così come precisato dalla nota esplicativa del 4 giugno 2003 a cura del Dipartimento della Protezione Civile.

Per quanto sopra, le verifiche in condizioni sismiche verranno effettuate per un grado di sismicità S = 6.

L'analisi statica degli effetti sismici può essere effettuata mediante un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

essendo:

C = (S-2) / 100 il coefficiente di intensità sismica;

S = il grado di sismicità (S ≥ 2);

R = il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = il coefficiente di protezione sismica;

W = il peso complessivo delle masse.

Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T₀ della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata. Se il periodo T₀ non viene determinato, come in questo specifico caso, si deve assumere R = 1,0.

Per le opere che non presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, quali quelle del caso in oggetto, si assume I = 1,0.

Oltre alla spinta statica del terreno, deve considerarsi in caso di sisma, un incremento di spinta ΔF pari alla differenza fra la spinta F_s esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F: ΔF = F - F_s, in cui

$$F_s = A \cdot F'$$

dove:

$$A = \cos^2 \cdot (\beta + \theta) / (\cos^2 \beta \cdot \cos \theta)$$

$$\theta = \arctg C$$

F' = spinta calcolata per $i' = i + \theta$ e $\beta' = \beta + \theta$

B = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno con origine al piede);

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto).

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del paramento stesso.

In caso sismico i valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati determinati con le seguenti formule, utilizzando i parametri corretti:

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

5.1.3. Combinazioni dei carichi

Le azioni elementari sopra analizzate sono state combinate come riportato nella tabella che segue:

COMB	Peso proprio	Variabili	Spinta	Sisma
Comb 1	1	0	1	0
Comb 2	1	1	1	0
Comb 3	1	0	1	1
Comb 4	1	1	1	1

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 35 di 161</p>

5.2. Verifiche della palificata doppia

Sono state condotte le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento
- verifica di scorrimento
- verifica a capacità portante
- verifica di stabilità globale

5.2.1. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore del coefficiente di sicurezza:

$$M_s / M_r \geq 1,5.$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S .

Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

5.2.2. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza:

$$F_r / F_s \geq 1,3.$$

La forza che interviene nella F_s è la componente della spinta parallela al piano di fondazione

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a \cdot B_r.$$

5.2.3. Verifica al carico limite del terreno

Il rapporto fra il carico limite in fondazione Q_u e la componente normale R della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 2:

$$Q_u / R \geq 2.$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c \times N_c \times d_c \times i_c + q \times N_q \times d_q \times i_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma = c \times N'_c + q \times N'_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N'_\gamma.$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

Indicando con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da $K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$, i vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \text{tg} \phi}$$

$$N_q = A K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg} (1,4 \phi)$$

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\theta$$

$$i_y = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_y = 0 \quad \text{per } \phi = 0.$$

5.2.4. Verifica di stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro + terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,3.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10 x 10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

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

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

$$\text{con } m = (1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi_i}{\eta}) \cos \alpha_i .$$

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

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa va risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

5.3. Risultati delle verifiche

5.3.1. Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

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

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta metodo di Culmann

Calcolo del carico limite metodo di Meyerhof

Calcolo della stabilità globale metodo di Fellenius

Calcolo della spinta in condizioni di Spinta attiva

Sisma

Coefficiente di intensità sismica (percento) 0.04

Forma diagramma incremento sismico Triangolare con vertice in basso

Partecipazione spinta passiva (percento) 0,0

Lunghezza del muro 10,00 [m]

Peso muro 310,9990 [kN]

Baricentro del muro $X=-2,47$ $Y=-2,40$

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta $X = -2,14$ $Y = -5,03$

Punto superiore superficie di spinta $X = 0,00$ $Y = 0,00$

Altezza della superficie di spinta 5,03 [m]

Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale) $-23,00$ [°]

5.3.2. Combinazione n°1

Valore della spinta statica 42,4407 [kN]

Componente orizzontale della spinta statica 42,3826 [kN]

Componente verticale della spinta statica	-2,2212	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -1,38	[m]	Y = -3,26	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	46,56	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	42,3826	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	308,7778	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	62,3636	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	750,5298	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	311,4464	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	-11,8800	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,46	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,79	[m]		
Risultante in fondazione	311,6729	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	-2,18	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-144,6626	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	1150,9064	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,79	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,00000	[N/mmq]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,22351	[N/mmq]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,95$	$i_q = 0,95$	$i_\gamma = 0,86$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 31,55 \quad N'_q = 18,39 \quad N'_\gamma = 14,14$$

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	12.03
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.70

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 1.65

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

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

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

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3,44 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 5,20

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7,06

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,74

Larghezza della striscia dx[m]= 0,35

Coefficiente di sicurezza C= 1.65

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	10,4989	77.00	10,2296	0,0153	30.00	0,000	0,000
2	17,6079	63.93	15,8162	0,0079	30.00	0,000	0,000
3	21,1034	56.04	17,5033	0,0062	30.00	0,000	0,000
4	22,9602	49.57	17,4779	0,0053	30.00	0,000	0,000
5	24,2296	43.89	16,7974	0,0048	30.00	0,000	0,000
6	26,3285	38.71	16,4656	0,0044	30.00	0,000	0,000
7	29,1394	33.89	16,2473	0,0042	30.00	0,000	0,000
8	31,6829	29.33	15,5178	0,0040	30.00	0,000	0,000
9	33,9964	24.96	14,3471	0,0038	30.00	0,000	0,000
10	36,1060	20.75	12,7910	0,0037	30.00	0,000	0,000
11	38,0298	16.65	10,8961	0,0036	30.00	0,000	0,000
12	39,1814	12.64	8,5719	0,0035	30.00	0,000	0,000
13	39,5148	8.69	5,9683	0,0035	30.00	0,000	0,000
14	38,2597	4.78	3,1872	0,0035	30.00	0,000	0,000
15	32,2149	0.89	0,5017	0,0035	30.00	0,000	0,000
16	25,6636	-2.99	-1,3386	0,0035	30.00	0,000	0,000
17	18,9604	-6.89	-2,2732	0,0035	30.00	0,000	0,000
18	12,1582	-10.81	-2,2812	0,0035	30.00	0,000	0,000
19	8,4991	-14.80	-2,1704	0,0036	30.00	0,000	0,000
20	7,4030	-18.85	-2,3920	0,0036	30.00	0,000	0,000
21	6,5486	-23.01	-2,5596	0,0038	30.00	0,000	0,000
22	5,4994	-27.30	-2,5221	0,0039	30.00	0,000	0,000

5.3.3. Combinazione n° 2

Valore della spinta statica	45,6310	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	45,5685	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	-2,3881	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -1,37	[m]	Y = -3,24	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	46,25	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	45,5685	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	308,6108	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	68,1938	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	750,5298	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	311,8352	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	-8,7135	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,46	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,79	[m]		
Risultante in fondazione	311,9569	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	-1,60	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-144,8432	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	1185,4238	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,79	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,00000	[N/mm ²]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,22379	[N/mm ²]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,96$	$i_q = 0,96$	$i_\gamma = 0,90$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 31,97 \quad N'_q = 18,64 \quad N'_\gamma = 14,74$$

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	11.01
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.80

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 1.62

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

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

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

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3,44 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 5,20

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7,06

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,74

Larghezza della striscia dx[m]= 0,35

Coefficiente di sicurezza C= 1.62

Le strisce sono numerate da monte verso valle

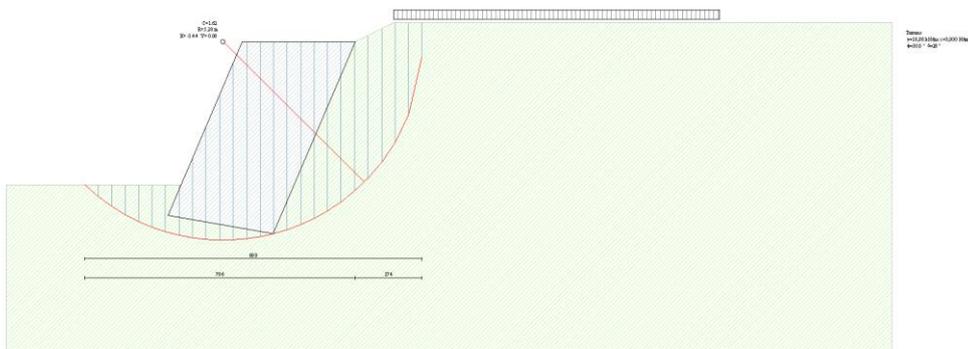
Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	12,2590	77.00	11,9446	0,0153	30.00	0,000	0,000
2	19,3681	63.93	17,3972	0,0079	30.00	0,000	0,000
3	21,3002	56.04	17,6665	0,0062	30.00	0,000	0,000
4	22,9602	49.57	17,4779	0,0053	30.00	0,000	0,000
5	24,2296	43.89	16,7974	0,0048	30.00	0,000	0,000
6	26,3285	38.71	16,4656	0,0044	30.00	0,000	0,000
7	29,1394	33.89	16,2473	0,0042	30.00	0,000	0,000
8	31,6829	29.33	15,5178	0,0040	30.00	0,000	0,000
9	33,9964	24.96	14,3471	0,0038	30.00	0,000	0,000
10	36,1060	20.75	12,7910	0,0037	30.00	0,000	0,000
11	38,0298	16.65	10,8961	0,0036	30.00	0,000	0,000
12	39,1814	12.64	8,5719	0,0035	30.00	0,000	0,000
13	39,5148	8.69	5,9683	0,0035	30.00	0,000	0,000
14	38,2597	4.78	3,1872	0,0035	30.00	0,000	0,000
15	32,2149	0.89	0,5017	0,0035	30.00	0,000	0,000
16	25,6636	-2.99	-1,3386	0,0035	30.00	0,000	0,000
17	18,9604	-6.89	-2,2732	0,0035	30.00	0,000	0,000
18	12,1582	-10.81	-2,2812	0,0035	30.00	0,000	0,000
19	8,4991	-14.80	-2,1704	0,0036	30.00	0,000	0,000
20	7,4030	-18.85	-2,3920	0,0036	30.00	0,000	0,000
21	6,5486	-23.01	-2,5596	0,0038	30.00	0,000	0,000
22	5,4994	-27.30	-2,5221	0,0039	30.00	0,000	0,000



23	4,2332	-31.76	-2,2284	0,0041	30.00	0,000	0,000
24	2,7187	-36.46	-1,6155	0,0043	30.00	0,000	0,000
25	0,9095	-41.46	-0,6021	0,0046	30.00	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 537,1646$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 165,7946$ [kN]
 $\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 268,7736$ [kN]
 $\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]



5.3.4. Combinazione n° 3

Valore della spinta statica	42,4407	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	42,3826	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	-2,2212	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -1,38	[m]	Y = -3,26	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	46,56	[°]		
Incremento sismico della spinta	0,0571	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = -0,71	[m]	Y = -1,68	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	46,56	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]
Inerzia del muro	0,1244	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,0000	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	42,5640	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	308,7748	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	62,8075	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	750,5298	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	311,4750	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	-11,7009	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,46	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,79	[m]		
Risultante in fondazione	311,6947	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	-2,15	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-144,6759	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	1152,8472	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,79	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,00000	[N/mm ²]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,22353	[N/mm ²]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,95$	$i_q = 0,95$	$i_\gamma = 0,86$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 31,57 \quad N'_q = 18,40 \quad N'_\gamma = 14,17$$

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 11.95

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 99.99

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 3.70

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 1.65

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

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

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

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3,44 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 5,20

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7,06

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,74

Larghezza della striscia dx[m]= 0,35

Coefficiente di sicurezza C= 1.65

Le strisce sono numerate da monte verso valle

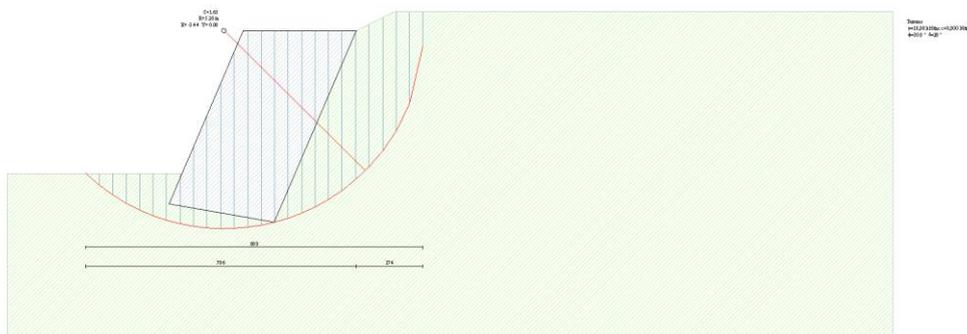
Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	10,4989	77.00	10,2296	0,0153	30.00	0,000	0,000
2	17,6079	63.93	15,8162	0,0079	30.00	0,000	0,000
3	21,1034	56.04	17,5033	0,0062	30.00	0,000	0,000
4	22,9602	49.57	17,4779	0,0053	30.00	0,000	0,000
5	24,2296	43.89	16,7974	0,0048	30.00	0,000	0,000
6	26,3285	38.71	16,4656	0,0044	30.00	0,000	0,000
7	29,1394	33.89	16,2473	0,0042	30.00	0,000	0,000
8	31,6829	29.33	15,5178	0,0040	30.00	0,000	0,000
9	33,9964	24.96	14,3471	0,0038	30.00	0,000	0,000
10	36,1060	20.75	12,7910	0,0037	30.00	0,000	0,000
11	38,0298	16.65	10,8961	0,0036	30.00	0,000	0,000



12	39,1814	12.64	8,5719	0,0035	30.00	0,000	0,000
13	39,5148	8.69	5,9683	0,0035	30.00	0,000	0,000
14	38,2597	4.78	3,1872	0,0035	30.00	0,000	0,000
15	32,2149	0.89	0,5017	0,0035	30.00	0,000	0,000
16	25,6636	-2.99	-1,3386	0,0035	30.00	0,000	0,000
17	18,9604	-6.89	-2,2732	0,0035	30.00	0,000	0,000
18	12,1582	-10.81	-2,2812	0,0035	30.00	0,000	0,000
19	8,4991	-14.80	-2,1704	0,0036	30.00	0,000	0,000
20	7,4030	-18.85	-2,3920	0,0036	30.00	0,000	0,000
21	6,5486	-23.01	-2,5596	0,0038	30.00	0,000	0,000
22	5,4994	-27.30	-2,5221	0,0039	30.00	0,000	0,000
23	4,2332	-31.76	-2,2284	0,0041	30.00	0,000	0,000
24	2,7187	-36.46	-1,6155	0,0043	30.00	0,000	0,000
25	0,9095	-41.46	-0,6021	0,0046	30.00	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 533,4474$ [kN]
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 162,3353$ [kN]
 $\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 268,0349$ [kN]
 $\Sigma c b_i / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]



5.3.5. Combinazione n° 4

Valore della spinta statica	45,6310	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	45,5685	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	-2,3881	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = -1,37	[m]	Y = -3,24	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	46,25	[°]		
Incremento sismico della spinta	0,0626	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = -0,71	[m]	Y = -1,68	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	46,25	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]
Inerzia del muro	0,1244	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,0000	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	45,7554	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	308,6075	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	68,6546	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	750,5298	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	311,8644	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	-8,5289	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0,46	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,79	[m]
Risultante in fondazione	311,9810	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	-1,57	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-144,8568	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1187,4554	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,79	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,00000	[N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,22381	[N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.67$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,97$	$i_q = 0,97$	$i_\gamma = 0,90$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 31,99 \quad N'_q = 18,65 \quad N'_\gamma = 14,77$$

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 10.93

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 99.99

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 3.81

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 1.62

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

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

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

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -3,44 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 5,20

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -7,06

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 1,74

Larghezza della striscia dx[m]= 0,35

Coefficiente di sicurezza C= 1.62

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	12,2590	77.00	11,9446	0,0153	30.00	0,000	0,000
2	19,3681	63.93	17,3972	0,0079	30.00	0,000	0,000
3	21,3002	56.04	17,6665	0,0062	30.00	0,000	0,000
4	22,9602	49.57	17,4779	0,0053	30.00	0,000	0,000
5	24,2296	43.89	16,7974	0,0048	30.00	0,000	0,000
6	26,3285	38.71	16,4656	0,0044	30.00	0,000	0,000
7	29,1394	33.89	16,2473	0,0042	30.00	0,000	0,000
8	31,6829	29.33	15,5178	0,0040	30.00	0,000	0,000
9	33,9964	24.96	14,3471	0,0038	30.00	0,000	0,000



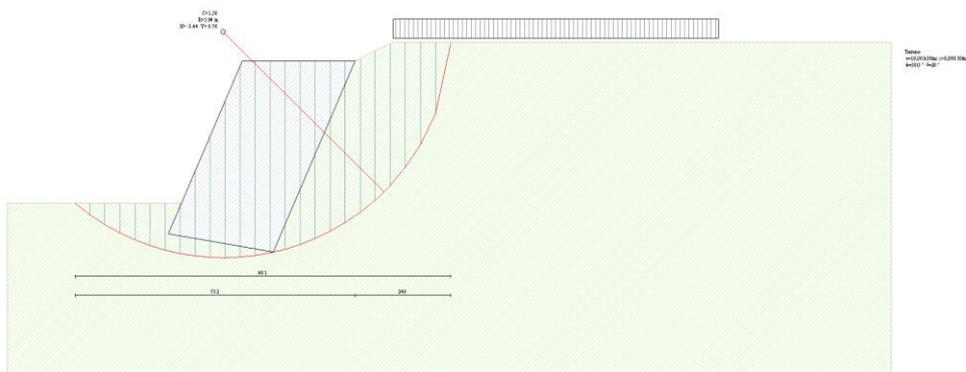
10	36,1060	20.75	12,7910	0,0037	30.00	0,000	0,000
11	38,0298	16.65	10,8961	0,0036	30.00	0,000	0,000
12	39,1814	12.64	8,5719	0,0035	30.00	0,000	0,000
13	39,5148	8.69	5,9683	0,0035	30.00	0,000	0,000
14	38,2597	4.78	3,1872	0,0035	30.00	0,000	0,000
15	32,2149	0.89	0,5017	0,0035	30.00	0,000	0,000
16	25,6636	-2.99	-1,3386	0,0035	30.00	0,000	0,000
17	18,9604	-6.89	-2,2732	0,0035	30.00	0,000	0,000
18	12,1582	-10.81	-2,2812	0,0035	30.00	0,000	0,000
19	8,4991	-14.80	-2,1704	0,0036	30.00	0,000	0,000
20	7,4030	-18.85	-2,3920	0,0036	30.00	0,000	0,000
21	6,5486	-23.01	-2,5596	0,0038	30.00	0,000	0,000
22	5,4994	-27.30	-2,5221	0,0039	30.00	0,000	0,000
23	4,2332	-31.76	-2,2284	0,0041	30.00	0,000	0,000
24	2,7187	-36.46	-1,6155	0,0043	30.00	0,000	0,000
25	0,9095	-41.46	-0,6021	0,0046	30.00	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 537,1646$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 165,7946$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 268,7736$ [kN]

$\Sigma c_b / \cos \alpha_i = 0,0000$ [kN]



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 51 di 161

6. VERIFICA GEOTECNICA E STRUTTURALE DELLE VASCHE DI RACCOLTA E DECANTAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE DI VERSANTE

La presente relazione fa parte del progetto definitivo degli interventi relativi alla realizzazione della tratta A.V./A.C. del Terzo Valico ed ha come oggetto la verifica geotecnica e strutturale delle vasche di raccolta e decantazione da realizzarsi nell'ambito dell'intervento di riqualificazione ambientale Val Lemme, in Comune di Voltaggio (AL).

Il progetto prevede infatti la realizzazione di un abbancamento la cui regimazione idraulica verrà garantita da un sistema di smaltimento superficiale costituito da diversi canali che confluiscono in un sistema di vasche di raccordo, aventi la funzione di raccolta e decantazione.

La presente Relazione, redatta ai sensi del DM96 e relative Circolari, contiene una breve caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni interagenti con le opere e riassume i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni del sistema costruzione-terreno.

Le unità di misura, salvo diversamente specificato, sono da intendersi kN, kNm e m.

6.1. MODELLAZIONE

6.1.1. Caratteristiche dei materiali

I materiali che dovranno essere impiegati per la realizzazione delle opere sono i seguenti:

Calcestruzzo per magri di fondazione

Resistenza cubica caratteristica: $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$

Strutture in calcestruzzo armato

Resistenza cubica caratteristica: VASCHE: $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Le tensioni ammissibili $\bar{\sigma}_c$ vengono definite in base alla formula sotto indicata, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R_{ck} :

$$\bar{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 9,75 \text{ N/mm}^2$$

Non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di τ_{co} ottenuti con l'espressione:

$$\tau_{co} = 0,4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} = 0,60 \text{ N/mm}^2$$

Nella zona ove le tensioni tangenziali superano τ_{co} , gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento.

La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

$$\tau_{cl} = 1,4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 1,83 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cubica caratteristica per taglioni vasche: C25/30

Acciaio per armature da C.A.

Acciaio FeB44k

Per le barre ad aderenza migliorata si devono adottare le tensioni ammissibili indicate nel prospetto seguente.

Tipi di acciaio		Fe B 44 K
σ_s	N/mm ²	255

6.1.2. Caratteristiche geometriche delle opere

Le vasche oggetto della presente relazione sono caratterizzate da una pianta rettangolare o a trapezio, dalla quale si elevano i setti perimetrali.

Sui setti a valle e a monte, ma a seconda dei casi anche lateralmente, si trovano le gavete trapezoidali o rettangolari a seconda della sezione del canale.

Sotto la platea, in corrispondenza dei paramenti di monte e di valle, sono inseriti due taglioni che hanno lo scopo di immorsare le strutture nel sottostante abbancamento.

Gli spessori di tutti gli elementi strutturali sono stati uniformati a 50 cm.

Le altezze dei setti variano da alcuni metri fino a circa 6 metri.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 53 di 161

La larghezza delle vasche è variabile tra i 4 e circa 7 metri.

6.1.3. Condizioni di carico

A seconda delle verifiche svolte sono state individuate le seguenti tipologie di carico:

- 1: peso proprio strutturale
- 2: spinta del terreno
- 3: spinta idrodinamica onda di piena
- 4: azione sismica.

Peso proprio strutturale

Il valore del peso proprio delle strutture di sostegno viene valutato assumendo: $\gamma_c = 25$ kN/mc.

Spinta del terreno

L'azione corrispondente alla spinta delle terre sul paramento di monte è stata valutata con l'espressione classica della Spinta attiva:

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

dove:

- γ_s = peso specifico del terreno posto a tergo del paramento
- K_a = coefficiente di spinta attiva $\rightarrow K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$
- ϕ = angolo di attrito del terreno posto a tergo del paramento
- H = altezza del paramento contro il quale si sta calcolando la spinta.

Il diagramma della spinta ha andamento triangolare pertanto la risultante può considerarsi applicata a $2/3$ H.

Il contributo della spinta passiva del terreno posto contro i paramenti di valle ed i tagli di fondazione è stato tenuto in conto nelle verifiche, considerando, a favore di sicurezza, sempre un immorsamento nell'abbancamento e mai in roccia. Il contributo della spinta passiva è stato determinato utilizzando il coefficiente $K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$.

Spinta idrodinamica dell'onda di piena

La spinta dinamica di una corrente su di un ostacolo viene usualmente stimata con la seguente formula che oggi si può considerare come 'standard':

$$F = \frac{1}{2} \times \rho \times C_d \times A \times V^2$$

dove:

F = componente della spinta nella direzione dell'asse della corrente,

ρ = densità del fluido [per l'acqua chiara 1000 kg/m³],

A = area della proiezione della sagoma dell'ostacolo su un piano perpendicolare alla direzione della corrente [m²],

V = velocità media della corrente in arrivo [m/s],

C_d = coefficiente di resistenza, detto anche 'coefficiente di drag' con riferimento alla dizione anglofona.

Il coefficiente di resistenza è un parametro adimensionale che riassume nel suo valore l'effetto della forma dell'ostacolo.

Sul manuale tecnico delle norme statunitensi (*Engineering Principles and Practices for Retrofitting Flood-prone Residential Buildings*, FEMA – 259, 1995) viene specificato che il valore di C_d, a meno di diverse valutazioni, non deve mai essere minore di 1,25 e può essere stimato a partire dal rapporto fra la larghezza della struttura in questione e la profondità della corrente".

I valori indicati nel manuale, qui riprodotti in tabella, mostrano chiaramente un aumento del coefficiente di resistenza al diminuire della 'snellezza' della parte di struttura esposta alla corrente, e sono tutti compresi fra 1,25 e 2.

Rapporto fra larghezza della costruzione e profondità della corrente	Coefficiente di resistenza C _d
1-12	1,25
13-20	1,30
21-32	1,40
33-40	1,50
41-80	1,75
81-120	1,80
>120	2,00

Valori del coefficiente di resistenza raccomandati dalla FEMA

(*Coastal Construction Manual. FEMA 55, Federal Emergency Management Agency, 2000*).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 55 di 161

Per quanto riguarda il valore della velocità della corrente in arrivo [m/s] si fa riferimento alla Relazione Idraulica Abbancamento, dalla quale emerge che in corrispondenza delle vasche il valore massimo della corrente è pari a 5 m/s.

Azione sismica

Nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 11-13058 del 19.01.2010, entrata in vigore con la D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011, il Comune di Voltaggio è stato posto in zona 3.

A questo proposito, va evidenziato che il D.M. 16/01/96 prevede l'obbligo di progettazione per le zone di sismicità "alta" (grado di sismicità $S=12$), "**media**" ($S=9$) e "**bassa**" ($S=6$) che corrispondono, rispettivamente, alla **zona 1** (accelerazione orizzontale di picco del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, $a_g = 0.35g$), alla **zona 2** ($a_g = 0.25g$) e alla **zona 3** ($a_g = 0.15g$) dell'O.P.C.M. n. 3274/03, così come precisato dalla nota esplicativa del 4 giugno 2003 a cura del Dipartimento della Protezione Civile.

Per quanto sopra, le verifiche in condizioni sismiche verranno effettuate per un grado di sismicità $S = 6$.

L'analisi statica degli effetti sismici può essere effettuata mediante un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

essendo:

$C = (S-2) / 100$ il coefficiente di intensità sismica;

S = il grado di sismicità ($S \geq 2$);

R = il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = il coefficiente di protezione sismica;

W = il peso complessivo delle masse.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 56 di 161</p>

Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T_0 della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata. Se il periodo T_0 non viene determinato, come in questo specifico caso, si deve assumere $R = 1,0$.

Per le opere che non presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, quali quelle del caso in oggetto, si assume $I = 1,0$.

Oltre alla spinta statica del terreno, deve considerarsi in caso di sisma, un incremento di spinta ΔF pari alla differenza fra la spinta F_s esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F : $\Delta F = F - F_s$, in cui

$$F_s = A \cdot F'$$

dove:

$$A = \cos^2(\beta + \theta) / (\cos^2\beta \cos\theta)$$

$$\theta = \arctg C$$

$$F' = \text{spinta calcolata per } i' = i + \theta \text{ e } \beta' = \beta + \theta$$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno con origine al piede);

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto).

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del paramento stesso.

Nel caso in esame risulta:

$$C = (6-2) / 100 = 0,04$$

$$\theta = \arctg 0,04 = 2,29^\circ$$

$$\beta = 0, i \approx 10^\circ$$

$$A = \cos^2(0 + 2,29) / (\cos^2 0 \times \cos 2,29) = 1$$

$$i' = 10 + 2,29 = 12,29^\circ$$

$$\beta' = 0 + 2,29 = 2,29^\circ$$

In caso sismico i valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati determinati con le seguenti formule, utilizzando i parametri corretti come sopra:

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

6.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

A seconda delle sezioni tipo e nelle combinazioni opportune, sono state condotte le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento
- verifica di scorrimento
- verifica a capacità portante

6.2.1. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore del coefficiente di sicurezza:

$$M_s / M_r \geq 1,5.$$

La verifica è condotta nella situazione peggiore, ovvero il caso in cui la vasca è vuota e arriva improvvisa un'onda di piena.

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta del terreno e dalla spinta idrodinamica.

Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del rivestimento in pietrame.

Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 58 di 161

6.2.2. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza:

$$F_r / F_s \geq 1,3.$$

La forza che interviene nella F_s è la componente della spinta delle terre parallela al piano di fondazione e la spinta idrodinamica.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come $F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$.

Nel caso specifico, assumendo nulla la coesione, rimane $F_r = N \operatorname{tg} \delta_f$ con $\delta_f = 2/3 \phi$.

Anche in questo caso la verifica è condotta nella situazione peggiore, ovvero il caso in cui la vasca è vuota e arriva improvvisa un'onda di piena.

6.2.3. Verifica al carico limite del terreno

Il rapporto fra il carico limite in fondazione Q_u e la componente normale R della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 2:

$$Q_u / R \geq 2.$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c \times N_c \times d_c \times i_c + q \times N_q \times d_q \times i_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma = c \times N'_c + q \times N'_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N'_\gamma.$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

Indicando con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da $K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$, i vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \text{tg} \phi}$$

$$N_q = A K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg} (1,4 \phi)$$

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 60 di 161</p>

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta^{\circ}}{\phi^{\circ}}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_{\gamma} = 0 \quad \text{per } \phi = 0.$$

In questo caso la verifica è condotta nella situazione peggiore, che equivale alla condizione di vasca piena.

6.3. RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

6.3.1. Verifica a ribaltamento e a scorrimento

Le verifiche a ribaltamento e a scorrimento sono riepilogate nei fogli di calcolo seguenti.

VERIFICA VASCA Vi2 - Vi3 - Vi4 - Vi5 - Vi6

		DIMENSIONI [m]				PESO [KN]	BRACCIO [m] rispetto al punto di ribaltamento	MOMENTO [kNm]		
PESI STRUTTURALI										
Platea di fondazione		4,00	6,50	0,50	325	2,00	650,0			
Parete di monte			30,69	0,50	383,6	3,75	1438,6			
Parete di valle			22,53	0,50	281,6	0,25	70,4			
Taglione di monte		2,00	5,50	0,50	137,5	3,75	515,6			
Taglione di valle		2,00	5,50	0,50	137,5	0,25	34,4			
Pareti laterali	2	3,00	5,20	0,50	390,0	2,00	780,0			
					1655,25	kN	3489,0		kNm	
PESI RIVESTIMENTI										
Rivestimento platea di fondazione		2,00	4,50	0,50	90,0	2,00	180,0			
Rivestimento parete di monte			25,48	0,50	254,8	3,25	828,1			
Rivestimento parete di valle			17,33	0,50	173,3	0,75	130,0			
Rivestimento pareti laterali	2	2,00	4,70	0,50	188,0	2,00	376,0			
					706,1	kN	1514,1		kNm	
SPINTA DELLE TERRE sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a	H (*)	B	S_a				
	KN/mc	°	-	m	m					
	0,5	18	30	0,33	5,70	6,50	633,6	kN	1,90	
									1203,8	
									kNm	
SPINTA IDRODINAMICA sul paramento di valle										
	ρ_w	C_d	A	v		S_w				
	kg/mc	-	m ²	m/s						
	0,5	1000	1,25	17,33	5,00	270,8	kN	2,35	636,3	
									kNm	
FORZA DI ATTRITO sotto la platea										
	μ	N				F_r				
	-	kN								
	0,364	2361,4				859,5	kN	-	-	
SPINTA PASSIVA sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p	H	B	S_p				
	KN/mc	°	-	m	m					
	0,5	18	30	3,00	2,00	6,50	1404,0	kN	-	
									-	
AZIONE SISMICA INERZIALE										
		m	C			I_n				
		kN	-							
		2361,4	0,04			94,5	kN	-	-	
SPINTA TERRE (sismica) sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a'	H (*)	B	S_a'				
	KN/mc	°	-	m	m					
(*) valore max	0,5	18	30	0,40	5,70	6,50	767,5	kN	1,90	
									1458,3	
									kNm	
SPINTA PASSIVA (sismica) sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p'	H (*)	B	S_p'				
	KN/mc	°	-	m	m					
(*) valore medio	0,5	18	30	4,15	2,00	6,50	1944,0	kN	-	
									-	
VERIFICA IN ESERCIZIO										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	M_s	5003,1	kNm							
	M_r	1203,8	kNm	Fattore di sicurezza			4,16			
VERIFICA A SCORRIMENTO										
	F_r	2263,5	kNm							
	F_s	633,6	kNm	Fattore di sicurezza			3,57			
VERIFICA IN CONDIZIONE DI PIENA STRAORDINARIA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	M_s	5003,1	kNm							
	M_r	1840,1	kNm	Fattore di sicurezza			2,72			
VERIFICA A SCORRIMENTO										
	F_r	2263,5	kNm							
	F_s	904,3	kNm	Fattore di sicurezza			2,50			
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	M_s	5003,1	kNm							
	M_r	1458,3	kNm	Fattore di sicurezza			3,43			
VERIFICA A SCORRIMENTO										
	F_r	2803,5	kNm							
	F_s	862,0	kNm	Fattore di sicurezza			3,25			

VERIFICA VASCA Vi1

	DIMENSIONI [m]					PESO [kN]	BRACCIO [m]		MOMENTO [kNm]	
							rispetto al punto di ribaltamento			
PESI STRUTTURALI										
Platea di fondazione		4,00	7,00	0,50		350		2,00	700,0	
Parete di monte			23,08	0,50		288,5		3,75	1081,9	
Parete di valle			20,67	0,50		258,4		0,25	64,6	
Taglione di monte		2,00	7,00	0,50		175		3,75	656,3	
Taglione di valle		2,00	7,00	0,50		175		0,25	43,8	
Pareti laterali	2		11,25	0,50		281,3		2,00	562,5	
						1528,125	kN		3109,0	kNm
PESI RIVESTIMENTI										
Rivestimento platea di fondazione		2,00	5,00	0,50		100,0		2,00	200,0	
Rivestimento parete di monte			19,33	0,50		193,3		3,25	628,2	
Rivestimento parete di valle			16,92	0,50		169,2		0,75	126,9	
Rivestimento pareti laterali	2		6,50	0,50		130,0		2,00	260,0	
						592,5	kN		1215,1	kNm
SPINTA DELLE TERRE sul paramento di monte										
		γ_s	ϕ	K_a	H (*)	B	S_a			
		kN/mc	°	-	m	m				
	0,5	18	30	0,33	4,25	7,00	379,3	kN	1,42	538,6 kNm
SPINTA IDRODINAMICA sul paramento di valle										
		ρ_w	C_d	A	v		S_w			
		kg/mc	-	m ²	m/s					
	0,5	1000	1,25	16,92	5,00		264,4	kN	2,12	560,5 kNm
FORZA DI ATTRITO sotto la platea										
		μ	N				F_r			
		-	kN							
		0,364	2120,6				771,9	kN	-	-
SPINTA PASSIVA sui taglioni										
		γ_s	ϕ	K_p	H	B	S_p			
		kN/mc	°	-	m	m				
	0,5	18	30	3,00	2,00	7,00	1512,0	kN	-	-
AZIONE SISMICA INERZIALE										
			m	C			I_n			
			kN	-						
			2120,6	0,04			84,8	kN	-	-
SPINTA TERRE (sismica) sul paramento di monte										
		γ_s	ϕ	K_a'	H (*)	B	S_a'			
		kN/mc	°	-	m	m				
(*) valore medio	0,5	18	30	0,40	4,25	7,00	459,5	kN	1,42	652,5 kNm
SPINTA PASSIVA (sismica) sui taglioni										
		γ_s	ϕ	K_p'	H (*)	B	S_p'			
		kN/mc	°	-	m	m				
(*) valore medio	0,5	18	30	4,15	2,00	7,00	2093,5	kN	-	-
VERIFICA IN ESERCIZIO										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	Ms	4324,1	kNm							
	Mr	538,6	kNm	Fattore di sicurezza			8,03			
VERIFICA A SCORRIMENTO										
	Fr	2283,9	kNm							
	Fs	379,3	kNm	Fattore di sicurezza			6,02			
VERIFICA IN CONDIZIONE DI PIENA STRAORDINARIA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	Ms	4324,1	kNm							
	Mr	1099,1	kNm	Fattore di sicurezza			3,93			
VERIFICA A SCORRIMENTO										
	Fr	2283,9	kNm							
	Fs	643,7	kNm	Fattore di sicurezza			3,55			
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	Ms	4324,1	kNm							
	Mr	652,5	kNm	Fattore di sicurezza			6,63			
VERIFICA A SCORRIMENTO										
	Fr	2865,4	kNm							
	Fs	544,3	kNm	Fattore di sicurezza			5,26			

VERIFICA VASCA ViO

DIMENSIONI [m]					PESO [kN]		BRACCIO [m] rispetto al punto di ribaltamento		MOMENTO [kNm]	
PESI STRUTTURALI										
Platea di fondazione	6,00	6,50	0,50		487,5		3,00	1462,5		
Parete di monte		21,44	0,50		268,0		5,75	1541,0		
Parete di valle	0,90	6,50	0,50		73,1		0,25	18,3		
Taglione di monte	2,00	6,50	0,50		162,5		5,75	934,4		
Taglione di valle	2,00	6,50	0,50		162,5		0,25	40,6		
Parete laterale		16,49	0,50		206,1		3,00	618,4		
Parete laterale con stramazzo		12,26	0,50		153,3		3,00	459,8		
					1513	kN		5074,9	kNm	
PESI RIVESTIMENTI										
Rivestimento platea di fondazione	4,00	4,50	0,50		180,0		3,00	540,0		
Rivestimento parete di monte		12,60	0,50		126,0		5,25	661,5		
Rivestimento parete di valle		4,95	0,50		49,5		0,75	37,1		
Parete laterale		11,20	0,50		112,0		3,00	336,0		
Parete laterale con stramazzo		6,97	0,50		69,7		3,00	209,1		
					537,2	kN		1783,7	kNm	
SPINTA DELLE TERRE sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a	$H (^{\circ})$	B	S_a				
	kN/mc	$^{\circ}$	-	m	m					
	0,5	18	30	0,33	3,80	6,50	281,6	kN	1,27	357,6
SPINTA IDRODINAMICA sul paramento di valle										
	ρ_w	C_d	A	v	S_w					
	kg/mc	-	m ²	m/s						
	0,5	1000	1,25	5,85	5,00		91,4	kN	0,45	41,1
FORZA DI ATTRITO sotto la platea										
	μ	N			F_r					
	-	kN								
	0,364	2050,2			746,3	kN	-		-	
SPINTA PASSIVA sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p	$H (^{\circ})$	B	S_p				
	kN/mc	$^{\circ}$	-	m	m					
	0,5	18	30	3,00	2,00	6,50	1404,0	kN	-	-
AZIONE SISMICA INERZIALE										
		m	C		I_n					
		kN	-							
		2050,2	0,04		82,0	kN	-		-	
SPINTA TERRE (sismica) sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a'	$H (^{\circ})$	B	S_a'				
	kN/mc	$^{\circ}$	-	m	m					
(*) valore medio	0,5	18	30	0,40	3,80	6,50	341,1	kN	1,27	433,2
SPINTA PASSIVA (sismica) sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p'	$H (^{\circ})$	B	S_p'				
	kN/mc	$^{\circ}$	-	m	m					
(*) valore medio	0,5	18	30	4,15	2,00	6,50	1944,0	kN	-	-
VERIFICA IN ESERCIZIO										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	M_s	6858,6 kNm								
	M_r	357,6 kNm	Fattore di sicurezza				19,18			
VERIFICA A SCORRIMENTO										
	F_r	2150,3 kNm								
	F_s	281,6 kNm	Fattore di sicurezza				7,64			
VERIFICA IN CONDIZIONE DI PIENA STRAORDINARIA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	M_s	6858,6 kNm								
	M_r	398,7 kNm	Fattore di sicurezza				17,20			
VERIFICA A SCORRIMENTO										
	F_r	2150,3 kNm								
	F_s	373,0 kNm	Fattore di sicurezza				5,77			
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	M_s	6858,6 kNm								
	M_r	433,2 kNm	Fattore di sicurezza				15,83			
VERIFICA A SCORRIMENTO										
	F_r	2690,3 kNm								
	F_s	423,1 kNm	Fattore di sicurezza				6,36			

VERIFICA VASCA Vs0

				DIMENSIONI [m]			PESO [kN]	BRACCIO [m] rispetto al punto di ribaltamento	MOMENTO [kNm]	
PESI STRUTTURALI										
Platea di fondazione			7,00	7,00	0,50		612,5	3,50	2143,8	
Parete di monte				18,57	0,50		232,1	6,75	1566,8	
Parete di valle				18,07	0,50		225,9	0,25	56,5	
Pareti laterali	2	6,00	6,00	0,50			900,0	3,50	3150,0	
							1970,5	kN	6917,1	kNm
PESI RIVESTIMENTI										
Rivestimento platea di fondazione			6,00	6,00	0,50		360,0	3,50	1260,0	
Rivestimento parete di monte				10,05	0,50		100,5	4,25	427,1	
Rivestimento parete di valle				9,95	0,50		99,5	0,75	74,6	
Rivestimento pareti laterali	2	2,50	5,00	0,50			250,0	3,50	875,0	
							810,0	kN	2636,8	kNm
SPINTA DELLE TERRE sul paramento di monte										
		γ_s	ϕ	K_a	H (*)	B	S_a			
		kN/mc	°	-	m	m				
	0,5	18	30	0,33	3,50	7,00	257,3	kN	1,17	300,1 kNm
SPINTA IDRODINAMICA sul paramento di valle										
		ρ_w	C_d	A	v		S_w			
		kg/mc	-	m ²	m/s					
	0,5	1000	1,25	9,95	5,00		155,5	kN	1,75	272,1 kNm
FORZA DI ATTRITO sotto la platea										
		μ	N				F_r			
		-	kN							
		0,364	2780,5				1012,1	kN	-	-
SPINTA PASSIVA sui taglioni										
		γ_s	ϕ	K_p	H	B	S_p			
		kN/mc	°	-	m	m				
	0,5	18	30	3,00	0,00	0,00	0,0	kN	-	-
AZIONE SISMICA INERZIALE										
			m	C			I_n			
			kN	-						
			2780,5	0,04			111,2	kN	-	-
SPINTA TERRE (sismica) sul paramento di monte										
		γ_s	ϕ	K_a'	H (*)	B	S_a'			
		kN/mc	°	-	m	m				
(*) valore medio	0,5	18	30	0,40	3,50	7,00	311,6	kN	1,17	363,6 kNm
SPINTA PASSIVA (sismica) sui taglioni										
		γ_s	ϕ	K_p'	H (*)	B	S_p'			
		kN/mc	°	-	m	m				
(*) valore medio	0,5	18	30	4,15	0,00	0,00	0,0	kN	-	-
VERIFICA IN ESERCIZIO										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO	M_s	9553,8 kNm								
	M_r	300,1 kNm		Fattore di sicurezza			31,83			
VERIFICA A SCORRIMENTO	F_r	1012,1 kNm								
	F_s	257,3 kNm		Fattore di sicurezza			3,93			
VERIFICA IN CONDIZIONE DI PIENA STRAORDINARIA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO	M_s	9553,8 kNm								
	M_r	572,2 kNm		Fattore di sicurezza			16,70			
VERIFICA A SCORRIMENTO	F_r	1012,1 kNm								
	F_s	412,7 kNm		Fattore di sicurezza			2,45			
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO	M_s	9553,8 kNm								
	M_r	363,6 kNm		Fattore di sicurezza			26,28			
VERIFICA A SCORRIMENTO	F_r	1012,1 kNm								
	F_s	422,9 kNm		Fattore di sicurezza			2,39			

VERIFICA VASCA Vs1

DIMENSIONI [m]					PESO [KN]	BRACCIO [m] rispetto al punto di ribaltamento	MOMENTO [kNm]	
PESI STRUTTURALI								
Platea di fondazione		5,00	5,00	0,50	312,5	2,50	781,3	
Parete di monte		3,50	5,00	0,50	218,8	4,75	1039,1	
Parete di valle		0,5	5,00	0,50	31,3	0,25	7,8	
Pareti laterali	2	3,50	4,00	0,50	350,0	2,50	875,0	
					912,5	kN	2703,1	kNm
PESI RIVESTIMENTI								
Rivestimento platea di fondazione		4,00	4,00	0,50	160,0	2,50	400,0	
Rivestimento parete di monte		3,00	4,00	0,50	120,0	4,25	510,0	
Rivestimento parete di valle		0,50	4,00	0,50	20,0	0,75	15,0	
Rivestimento pareti laterali	2	3,00	3,00	0,50	180,0	2,50	450,0	
					480,0	kN	1375,0	kNm
SPINTA DELLE TERRE sul paramento di monte								
	γ_s	ϕ	K_a	H (*)	B	S_a		
	KN/mc	°	-	m	m			
	0,5	18	30	0,33	4,00	5,00	240,0	kN
							1,33	320,0
								kNm
SPINTA IDRODINAMICA sul paramento di valle								
	ρ_w	C_d	A	v	S_w			
	kg/mc	-	m ²	m/s				
	0,5	1000	1,25	2,00	5,00	31,3	kN	1,00
								31,3
								kNm
FORZA DI ATTRITO sotto la platea								
	μ	N			F_r			
	-	kN						
	0,364	1392,5			506,9	kN	-	-
SPINTA PASSIVA sui taglioni								
	γ_s	ϕ	K_p	H	B	S_p		
	KN/mc	°	-	m	m			
	0,5	18	30	3,00	0,00	0,00	0,0	kN
							-	-
AZIONE SISMICA INERZIALE								
		m	C		I_n			
		kN	-					
		1392,5	0,04		55,7	kN	-	-
SPINTA TERRE (sismica) sul paramento di monte								
	γ_s	ϕ	K_a'	H (*)	B	S_a'		
	KN/mc	°	-	m	m			
(*) valore medio	0,5	18	30	0,40	4,00	5,00	290,7	kN
							1,33	387,7
								kNm
SPINTA PASSIVA (sismica) sui taglioni								
	γ_s	ϕ	K_p'	H (*)	B	S_p'		
	KN/mc	°	-	m	m			
(*) valore medio	0,5	18	30	4,15	0,00	0,00	0,0	kN
							-	-
VERIFICA IN ESERCIZIO								
VERIFICA AL RIBALTAMENTO	M_s	4078,1 kNm						
	M_r	320,0 kNm	Fattore di sicurezza				12,74	
VERIFICA A SCORRIMENTO	F_r	506,9 kNm						
	F_s	240,0 kNm	Fattore di sicurezza				2,11	
VERIFICA IN CONDIZIONE DI PIENA STRAORDINARIA								
VERIFICA AL RIBALTAMENTO	M_s	4078,1 kNm						
	M_r	351,3 kNm	Fattore di sicurezza				11,61	
VERIFICA A SCORRIMENTO	F_r	506,9 kNm						
	F_s	271,3 kNm	Fattore di sicurezza				1,87	
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA								
VERIFICA AL RIBALTAMENTO	M_s	4078,1 kNm						
	M_r	387,7 kNm	Fattore di sicurezza				10,52	
VERIFICA A SCORRIMENTO	F_r	506,9 kNm						
	F_s	346,4 kNm	Fattore di sicurezza				1,46	

Per la vasca Vs2, trattandosi di opera interrata, è stata omessa la verifica a scorrimento in quanto non significativa.

VERIFICA VASCA Vs2										
DIMENSIONI [m]					PESO [kN]	BRACCIO [m] rispetto al punto di ribaltamento	MOMENTO [kNm]			
PESI STRUTTURALI										
Platea di fondazione		5,00	5,00	0,50	312,5	2,50	781,3			
Parete di monte		4,90	5,00	0,50	306,3	4,75	1454,7			
Parete di valle		3,25	5,00	0,50	203,1	0,25	50,8			
Pareti laterali	2	4,40	4,00	0,50	440,0	2,50	1100,0			
					1261,875	kN	3386,7	kNm		
PESI RIVESTIMENTI										
Rivestimento platea di fondazione		4,00	4,00	0,50	160,0	2,50	400,0			
Rivestimento parete di monte		4,40	4,00	0,50	176,0	4,25	748,0			
Rivestimento parete di valle		3,25	4,00	0,50	130,0	0,75	97,5			
Rivestimento pareti laterali	2	3,00	4,40	0,50	264,0	2,50	660,0			
					730,0	kN	1905,5	kNm		
SPINTA DELLE TERRE sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a	$H (^{\circ})$	B	S_a				
	kN/mc	$^{\circ}$	-	m	m					
	0,5	18	30	0,33	5,40	5,00	437,4	kN	1,80	
									787,3	
									kNm	
SPINTA IDRODINAMICA sul paramento di valle										
	ρ_w	C_d	A	v	S_w					
	kg/mc	-	m ²	m/s						
	0,5	1000	1,25	13,00	5,00	203,1	kN	1,63	330,1	
									kNm	
FORZA DI ATTRITO sotto la platea										
	μ	N			F_r					
	-	kN								
	0,364	1991,9			725,0	kN	-	-		
SPINTA PASSIVA sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p	H	B	S_p				
	kN/mc	$^{\circ}$	-	m	m					
	0,5	18	30	3,00	0,00	0,00	0,0	kN	-	
									-	
AZIONE SISMICA INERZIALE										
		m	C		I_n					
		kN	-							
		1991,9	0,04		79,7	kN	-	-		
SPINTA TERRE (sismica) sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a'	$H (^{\circ})$	B	S_a'				
	kN/mc	$^{\circ}$	-	m	m					
(*) valore medio	0,5	18	30	0,40	5,40	5,00	529,9	kN	1,80	
									953,8	
									kNm	
SPINTA PASSIVA (sismica) sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p'	$H (^{\circ})$	B	S_p'				
	kN/mc	$^{\circ}$	-	m	m					
(*) valore medio	0,5	18	30	4,15	0,00	0,00	0,0	kN	-	
									-	
VERIFICA IN ESERCIZIO										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	M_s	5292,2	kNm							
	M_r	787,3	kNm	Fattore di sicurezza					6,72	
VERIFICA IN CONDIZIONE DI PIENA STRAORDINARIA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	M_s	5292,2	kNm							
	M_r	1117,4	kNm	Fattore di sicurezza					4,74	
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO										
	M_s	5292,2	kNm							
	M_r	953,8	kNm	Fattore di sicurezza					5,55	

VERIFICA VASCA Vs3

		DIMENSIONI [m]				PESO [kN]	BRACCIO [m] rispetto al punto di ribaltamento	MOMENTO [kNm]		
PESI STRUTTURALI										
Platea di fondazione		7,50	7,00	0,50	656,25	3,75	2460,9			
Parete di monte			18,29	0,50	228,6	7,25	1657,5			
Parete di valle			18,00	0,50	225,0	0,25	56,3			
Taglione di monte		2,00	7,00	0,50	175	7,25	1268,8			
Taglione di valle		2,00	7,00	0,50	175	0,25	43,8			
Pareti laterali	2	2,85	6,50	0,50	463,1	3,75	1736,7			
					1923	kN	7223,9			kNm
PESI RIVESTIMENTI										
Rivestimento platea di fondazione		6,00	6,50	0,50	390,0	3,75	1462,5			
Rivestimento parete di monte			12,48	0,50	124,8	6,75	842,4			
Rivestimento parete di valle			12,18	0,50	121,8	0,75	91,4			
Rivestimento pareti laterali	2	2,30	5,50	0,50	253,0	3,75	948,8			
					889,6	kN	3345,0			kNm
SPINTA DELLE TERRE sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a	H (*)	B	S_a				
	kN/mc	°	-	m	m					
	0,5	18	30	0,33	3,30	7,00	228,7	kN	1,10	251,6 kNm
SPINTA IDRODINAMICA sul paramento di valle										
	ρ_w	C_d	A	v		S_w				
	kg/mc	-	m ²	m/s						
	0,5	1000	1,25	12,18	5,00		190,3	kN	2,15	409,2 kNm
FORZA DI ATTRITO sotto la platea										
	μ	N				F_r				
	-	kN								
	0,364	2812,6				1023,8	kN	-	-	
SPINTA PASSIVA sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p	H	B	S_p				
	kN/mc	°	-	m	m					
	0,5	18	30	3,00	2,00	7,00	1512,0	kN	-	-
AZIONE SISMICA INERZIALE										
		m	C			I_n				
		kN	-							
		2812,6	0,04			112,5	kN	-	-	
SPINTA TERRE (sismica) sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a'	H (*)	B	S_a'				
	kN/mc	°	-	m	m					
(*) valore medio	0,5	18	30	0,40	3,30	7,00	277,0	kN	1,10	304,7 kNm
SPINTA PASSIVA (sismica) sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p'	H (*)	B	S_p'				
	kN/mc	°	-	m	m					
(*) valore medio	0,5	18	30	4,15	2,00	7,00	2093,5	kN	-	-
VERIFICA IN ESERCIZIO										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO		M_s	10568,9 kNm							
	M_r	251,6 kNm		Fattore di sicurezza			42,01			
VERIFICA A SCORRIMENTO		F_r	2535,8 kNm							
	F_s	228,7 kNm		Fattore di sicurezza			11,09			
VERIFICA IN CONDIZIONE DI PIENA STRAORDINARIA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO		M_s	10568,9 kNm							
	M_r	660,7 kNm		Fattore di sicurezza			16,00			
VERIFICA A SCORRIMENTO		F_r	2535,8 kNm							
	F_s	419,0 kNm		Fattore di sicurezza			6,05			
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO		M_s	10568,9 kNm							
	M_r	304,7 kNm		Fattore di sicurezza			34,68			
VERIFICA A SCORRIMENTO		F_r	3117,3 kNm							
	F_s	389,5 kNm		Fattore di sicurezza			8,00			

VERIFICA VASCA Vs8

		DIMENSIONI [m]				PESO [kN]	BRACCIO [m] rispetto al punto di ribaltamento	MOMENTO [kNm]		
PESI STRUTTURALI										
Platea di fondazione		6,00	7,00	0,50	525	3,00	1575,0			
Parete di monte			26,61	0,50	332,6	5,75	1912,6			
Parete di valle			26,56	0,50	332,0	0,25	83,0			
Taglione di monte		2,00	7,00	0,50	175	5,75	1006,3			
Taglione di valle		2,00	7,00	0,50	175	0,25	43,8			
Pareti laterali	2	5,00	4,50	0,50	562,5	3,00	1687,5			
					2102,125	kN	6308,1		kNm	
PESI RIVESTIMENTI										
Rivestimento platea di fondazione		6,00	5,00	0,50	300,0	3,00	900,0			
Rivestimento parete di monte			19,11	0,50	191,1	5,25	1003,3			
Rivestimento parete di valle			19,56	0,50	195,6	0,75	146,7			
Rivestimento pareti laterali	2	4,00	4,00	0,50	320,0	3,00	960,0			
					1006,7	kN	3010,0		kNm	
SPINTA DELLE TERRE sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a	H (*)	B	S_a				
	kN/mc	°	-	m	m					
	0,5	18	30	0,33	5,00	7,00	525,0	kN	1,67	
									875,0	
									kNm	
SPINTA IDRODINAMICA sul paramento di valle										
	ρ_w	C_d	A	v		S_w				
	kg/mc	-	m ²	m/s						
	0,5	1000	1,25	19,56	5,00		305,6	kN	3,00	
									916,9	
									kNm	
FORZA DI ATTRITO sotto la platea										
	μ	N				F_r				
	-	kN								
	0,364	3108,8				1131,6	kN	-	-	
SPINTA PASSIVA sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p	H	B	S_p				
	kN/mc	°	-	m	m					
	0,5	18	30	3,00	2,00	7,00	1512,0	kN	-	
									-	
AZIONE SISMICA INERZIALE										
		m	C			I_n				
		kN	-							
		3108,8	0,04			124,4	kN	-	-	
SPINTA TERRE (sismica) sul paramento di monte										
	γ_s	ϕ	K_a'	H (*)	B	S_a'				
	kN/mc	°	-	m	m					
(*) valore medio	0,5	18	30	0,40	5,00	7,00	636,0	kN	1,67	
									1060,0	
									kNm	
SPINTA PASSIVA (sismica) sui taglioni										
	γ_s	ϕ	K_p'	H (*)	B	S_p'				
	kN/mc	°	-	m	m					
(*) valore medio	0,5	18	30	4,15	2,00	7,00	2093,5	kN	-	
									-	
VERIFICA IN ESERCIZIO										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO		M_s	9318,1 kNm							
		M_r	875,0 kNm	Fattore di sicurezza			10,65			
VERIFICA A SCORRIMENTO		F_r	2643,6 kNm							
		F_s	525,0 kNm	Fattore di sicurezza			5,04			
VERIFICA IN CONDIZIONE DI PIENA STRAORDINARIA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO		M_s	9318,1 kNm							
		M_r	1791,9 kNm	Fattore di sicurezza			5,20			
VERIFICA A SCORRIMENTO		F_r	2643,6 kNm							
		F_s	830,6 kNm	Fattore di sicurezza			3,18			
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA										
VERIFICA AL RIBALTAMENTO		M_s	9318,1 kNm							
		M_r	1060,0 kNm	Fattore di sicurezza			8,79			
VERIFICA A SCORRIMENTO		F_r	3225,1 kNm							
		F_s	760,4 kNm	Fattore di sicurezza			4,24			

VERIFICA VASCA Vn1 - Vn8

		DIMENSIONI [m]				PESO [KN]	BRACCIO [m] rispetto al punto di ribaltamento	MOMENTO [kNm]	
PESI STRUTTURALI									
Platea di fondazione		5,00	6,00	0,50	375	3,00	1125,0		
Parete di monte			8,10	0,50	101,3	5,75	582,2		
Parete di valle			8,10	0,50	101,3	0,25	25,3		
Taglione di monte		2,00	5,00	0,50	125	5,75	718,8		
Taglione di valle		2,00	5,00	0,50	125	0,25	31,3		
Pareti laterali	2		12,37	0,50	309,3	3,00	927,8		
					1136,75	kN	3410,3		kNm
PESI RIVESTIMENTI									
Rivestimento platea di fondazione		4,00	5,00	0,50	200,0	3,00	600,0		
Rivestimento parete di monte			4,10	0,50	41,0	4,75	194,8		
Rivestimento parete di valle			4,10	0,50	41,0	0,75	30,8		
Rivestimento pareti laterali	2		7,90	0,50	0,0	3,00	0,0		
					282,0	kN	825,5		kNm
SPINTA DELLE TERRE sul paramento di monte									
	γ_s	ϕ	K_a	H (*)	B	S_a			
	KN/mc	°	-	m	m				
	0,5	18	30	0,33	2,42	5,00	87,8	kN	0,96
									84,3
									kNm
SPINTA IDRODINAMICA sul paramento di valle									
	ρ_w	C_d	A	v		S_w			
	kg/mc	-	m ²	m/s					
	0,5	1000	1,25	8,10	5,00	126,6	kN	1,25	158,2
									kNm
FORZA DI ATTRITO sotto la platea									
	μ	N				F_r			
	-	kN							
	0,364	1418,8				516,4	kN	-	-
SPINTA PASSIVA sui taglioni									
	γ_s	ϕ	K_p	H	B	S_p			
	KN/mc	°	-	m	m				
	0,5	18	30	3,00	2,00	5,00	1080,0	kN	-
									-
AZIONE SISMICA INERZIALE									
		m	C			I_n			
		kN	-						
		1418,8	0,04			56,8	kN	-	-
SPINTA TERRE (sismica) sul paramento di monte									
	γ_s	ϕ	K_a'	H (*)	B	S_a'			
	KN/mc	°	-	m	m				
(*) valore medio	0,5	18	30	0,40	2,42	5,00	106,4	kN	0,96
									102,2
									kNm
SPINTA PASSIVA (sismica) sui taglioni									
	γ_s	ϕ	K_p'	H (*)	B	S_p'			
	KN/mc	°	-	m	m				
(*) valore medio	0,5	18	30	4,15	2,00	5,00	1495,4	kN	-
									-
VERIFICA IN ESERCIZIO									
VERIFICA AL RIBALTAMENTO	M_s	4235,8 kNm							
	M_r	84,3 kNm	Fattore di sicurezza						50,23
VERIFICA A SCORRIMENTO	F_r	1596,4 kNm							
	F_s	87,8 kNm	Fattore di sicurezza						18,17
VERIFICA IN CONDIZIONE DI PIENA STRAORDINARIA									
VERIFICA AL RIBALTAMENTO	M_s	4235,8 kNm							
	M_r	242,5 kNm	Fattore di sicurezza						17,46
VERIFICA A SCORRIMENTO	F_r	1596,4 kNm							
	F_s	214,4 kNm	Fattore di sicurezza						7,45
VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA									
VERIFICA AL RIBALTAMENTO	M_s	4235,8 kNm							
	M_r	102,2 kNm	Fattore di sicurezza						41,46
VERIFICA A SCORRIMENTO	F_r	2011,8 kNm							
	F_s	163,2 kNm	Fattore di sicurezza						12,33

6.3.2. Verifica al carico limite

La pressione massima che può verificarsi al di sotto della fondazione di ciascuna vasca si ha nel caso in cui la vasca possa essere piena d'acqua.

Nella tabella di seguito riportata sono indicati i contributi del peso proprio delle strutture e del rivestimento, che sommati al peso dell'acqua di riempimento portano al valore della pressione al di sotto della fondazione da confrontare con il valore di capacità portante tipico.

VASCA	CARICHI		RIEMPIMENTO ACQUA			TOTALE CARICHI	Superficie ripartizione	PRESSIONE MASSIMA
	Struttura	Rivestimento	Superficie interna	Altezza gaveta	Riempimento			
	kN	kN	m ²	m	kN	kN	m ²	daN/cm ²
Vi0	1513	537	18,00	0,90	162,00	2212,00	39,00	0,57
Vi1	1528	593	10,00	0,50	50,00	2171,00	28,00	0,78
Vi2-Vi6	1655	706	9,00	0,50	45,00	2406,00	26,00	0,93
Vi7	2921	895	6,75	0,50	33,75	3849,75	51,35	0,75
Vs0	1971	810	36,00	0,10	36,00	2817,00	49,00	0,57
Vs1	913	480	16,00	0,60	96,00	1489,00	25,00	0,60
Vs2	1262	730	16,00	0,60	96,00	2088,00	25,00	0,84
Vs3	1923	890	39,00	0,50	195,00	3008,00	52,50	0,57
Vs8	2102	1007	30,00	0,50	150,00	3259,00	42,00	0,78
Vn1-Vn8	1137	282	20,00	0,50	100,00	1519,00	30,00	0,51

Ai valori di pressione massima occorre aggiungere l'eventuale sovraccarico variabile transitabile sui grigliati.

Assumendo un valore di 20 kN/m², il massimo valore di pressione sul terreno diventa pari a 1,13 daN/cm².

Il calcolo della capacità portante con vari metodi presenti in letteratura, considerando un approfondimento di 50 cm, fornisce mediamente, per una superficie unitaria, il seguente valore:

$$Q_u = 4,11 \text{ daN/cm}^2.$$

Il calcolo è esplicitato nel tabulato seguente.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 73 di 161

6.4. VERIFICHE STRUTTURALI

A seconda delle sezioni tipo e nelle combinazioni opportune, sono state condotte le seguenti verifiche:

- verifica elementi strutturali in termini di fessurazione
- verifica elementi strutturali in termini di tensioni ammissibili

6.4.1. Verifiche elementi strutturali in termini di fessurazione

Per assicurare la funzionalità delle opere e la loro durabilità nel tempo, si ritiene di fissare un limite fessurativo relativo alle seguenti condizioni:

- classe di esposizione XC2 / XC1 → condizioni ambientali: ordinarie
- acciaio per armatura ordinario → armatura poco sensibile

Sulla base di tale scelta vengono definiti i valori nominali di apertura delle fessure.

→ combinazione frequente: limite di apertura fessure: $\omega_3 = 0,4$ mm

→ combinazione quasi permanente: limite di apertura fessure: $\omega_2 = 0,2$ mm.

I calcoli riportati in seguito fanno riferimento alla Circolare 252 del 15.10.1996.

6.5. ANALISI DEI CARICHI

Sono state individuate 5 azioni caratteristiche, in seguito combinate per ricercare le massime caratteristiche di sollecitazione negli elementi della struttura:

- 1: peso proprio strutturale
- 2: spinta del terreno
- 3: carichi variabili
- 4: azioni sismiche.

6.5.1. Peso proprio strutturale

Il valore del peso proprio delle strutture viene valutato assumendo: $\gamma_c = 25$ kN/m.

6.5.2. Spinta del terreno

Il terreno a contatto con le pareti del canale determina sia delle spinte orizzontali sia delle azioni verticali in ragione delle proprie caratteristiche geomeccaniche (peso specifico, angolo di attrito interno, coesione).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 74 di 161

Indicando con:

- γ_t peso di volume del terreno
- K_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno
- z profondità
- ϕ angolo di attrito interno del terreno

la spinta a riposo del terreno è data da una distribuzione di pressioni variabili linearmente con la profondità:

$$q_0 = K_0 \cdot \gamma_t \cdot z.$$

Il coefficiente di spinta a riposo è dato dalla relazione $K_0 = 1 - \tan \phi$.

I valori dei parametri geomeccanici del terreno sono assunti come segue:

- peso specifico del terreno: $\gamma_t = 18.00 \text{ kN/mc}$
- angolo di attrito interno: $\phi = 30^\circ$

In presenza di falda il diagramma delle pressioni sulla struttura 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 specifico di galleggiamento:

$$\gamma_t = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

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

In caso di presenza di sovraccarico q , l'incremento di spinta del terreno è data da una distribuzione di pressioni costanti con la profondità:

$$\Delta q_0 = K_0 \cdot q.$$

6.5.3. Carichi variabili

Per simulare i carichi indotti dalla presenza di possibili attività con mezzi meccanici nell'intorno della vasca, si è considerato un sovraccarico variabile pari a 10 kN/mq .

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 75 di 161

6.5.4. Azioni sismiche

Per quanto concerne la valutazione delle azioni sismiche si farà riferimento alla più recente classificazione sismica del territorio regionale definita attraverso la normativa di riferimento.

L'opera in oggetto sarà realizzata in Comune di VOLTAGGIO, Provincia di Alessandria, classificato in zona sismica 3.

La normativa tecnica adottata consente di valutare gli effetti sismici impiegando l'analisi statica equivalente, cioè definendo un opportuno sistema di **forze orizzontali** definite attraverso la seguente espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

dove:

C = coefficiente d'intensità sismica = (S-2)/100;

R = coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = coefficiente di protezione sismica;

ε = coefficiente di fondazione;

β = coefficiente di struttura;

W = peso complessivo delle masse.

Analogamente occorre considerare un sistema di **forze verticali** definite attraverso la seguente espressione:

$$F_v = m \cdot F_h$$

dove in genere viene assunto $m = 0.5$.

Le forze verticali devono considerarsi rivolte sia verso il basso, ad incrementare le forze peso, sia verso l'alto a sgravare le forze peso.

Il coefficiente S, detto grado di sismicità, definisce la pericolosità sismica del territorio e per le zone di classe 3, secondo la nuova classificazione, assume il valore 6.

Pertanto il coefficiente d'intensità sismica nella fattispecie assume il seguente valore:

$$C = (6-2)/100 = 0.04$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 76 di 161</p>

Per quanto riguarda gli altri parametri in gioco si assumono i seguenti valori:

- **coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata**

Questo coefficiente è legato alle proprietà dinamiche della struttura attraverso il periodo fondamentale di vibrazione ed è definito dalle seguenti espressioni:

$$\text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} \quad R = 0,862 / T_0^{2/3}$$

$$\text{Per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} \quad R = 1,0$$

Diagrammando l'andamento di R in funzione di T₀ è immediato osservare che il valore massimo che può assumere questo fattore vale 1.0; in questa sede, non eseguendo alcuna valutazione del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, si assume un valore unitario di R;

- **coefficiente di protezione sismica**

La normativa distingue fra 3 diversi livelli di importanza della costruzione cui sono associati valori diversi di questo coefficiente:

- opere la cui resistenza al sisma è di importanza primaria per la necessità della protezione civile, I=1.4;
- opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, I=1.2;
- opere che non rientrano nelle precedenti categorie, I=1.0.

In questa sede si ritiene sufficiente assumere un valore unitario del coefficiente I;

- **coefficiente di fondazione**

E' usuale assumere un valore unitario di questo coefficiente;

- **coefficiente di struttura**

E' usuale assumere un valore unitario di questo coefficiente;

Le azioni sismiche agenti sull'opera di sostegno si possono distinguere in due gruppi:

- azioni inerziali associate al peso proprio del manufatto stesso;
- azioni inerziali associate al peso del terreno trattenuto.

Questi due gruppi di azioni sono analizzati in dettaglio qui di seguito con riferimento alla trattazione teorica prevista dalla normativa tecnica adottata in questa sede.

6.5.5. Azioni inerziali associate al peso proprio

La forza inerziale orizzontale associata al peso del manufatto e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione è fornita dalla seguente relazione:

$$F_i = C \cdot W$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 77 di 161

Dove C è il coefficiente d'intensità sismica, precedentemente definito, e W è il peso del manufatto e degli eventuali carichi permanenti che insistono sulla suola di fondazione.

6.5.6. Azioni inerziali associate al terrapieno

In condizioni dinamiche durante un evento sismico la spinta esercitata dal terrapieno trattenuto dall'opera di sostegno deve essere incrementata di una quantità che la normativa consente di calcolare adottando l'approccio statico equivalente secondo la seguente formulazione:

$$\Delta F = F_s - F$$

Nella quale F_s è la spinta in condizioni dinamiche mentre F è la spinta in condizioni statiche.

La spinta in condizioni dinamiche è fornita dalla seguente espressione:

$$F_s = A \cdot F'$$

dove:

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

$$\theta = \arctg C;$$

C = coefficiente d'intensità sismica;

F' = spinta calcolata per $i' = i + \theta$

$$\beta' = \beta + \theta$$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno con origine al piede);

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto).

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso;

In pratica la spinta in condizioni dinamiche può essere calcolata con una espressione del tutto identica a quella impiegata per le condizioni statiche, introducendo un opportuno coefficiente di spinta in condizioni dinamiche:

$$F_s = \frac{1}{2} \cdot K_{as} \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove, secondo la teoria sviluppata da Mononobe e Okabe risulta:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen} (\phi + \delta) \text{sen} (\phi - \beta - \theta)}{\text{sen} (\phi + \theta - \delta) \text{sen} (\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\psi - \theta - \delta)}$$

dove:

Φ = angolo di attrito interno del terreno;

Ψ = angolo di inclinazione misurato rispetto all'orizzontale del paramento di monte dell'opera di sostegno;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del piano di campagna;

θ = variazione angolare dovuta al movimento sismico.

I valori delle grandezze in gioco sono riportate nel seguente tabulato di calcolo.

zona sismica	=	3		
S	=	6.00		
Ci=(S-2)/100	=	0.04		
teta = arctgCi	=	2.29	gradi	

zona	S
4	4
3	6
2	9
1	12

angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (+ se l'intradosso è inclinato verso l'esterno con origine al piede)

$$\text{beta} = 0.00 \text{ gradi}$$

angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (+ verso l'alto)

$$\text{ii} = 0.00 \text{ gradi}$$

angolo di attrito fra parete e terreno a contatto

$$\text{delta} = 20.0 \text{ gradi}$$

$$A = \cos^2(\text{beta} + \text{teta}) / \cos^2(\text{beta}) / \cos^2(\text{teta}) = 1.0$$

$$\text{ii1} = \text{ii} + \text{teta} = 2.3 \text{ gradi} \quad (\text{ii in condizioni sismiche})$$

$$\text{beta1} = \text{beta} + \text{teta} = 2.3 \text{ gradi} \quad (\text{beta in condizioni sismiche})$$

coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche e dinamiche (sismiche)

$$K_a = \cos^2(\text{fi} - \text{beta}) / (\cos^2(\text{beta}) \cdot \cos(\text{beta} + \text{delta}) \cdot (1 + \text{radq}(\sin(\text{delta} + \text{fi}) \cdot \sin(\text{fi} - \text{ii}) / (\sin(\text{beta} + \text{delta}) / \cos(\text{beta} - \text{ii}))))^2$$

dove:

fi = angolo di attrito interno del terreno

fi	=	30.00	[deg]	0.524	[rad]	cos	sen
fi+delta	=	50.00	[deg]	0.873	[rad]	0.643	0.766

condizioni statiche

					cos	sen	
beta	=	0.00	[deg]	0.000	[rad]	1.000	0.000
ii	=	0.00	[deg]	0.000	[rad]	1.000	0.000
fi-beta	=	30.00	[deg]	0.524	[rad]	0.866	0.500
fi-ii	=	30.00	[deg]	0.524	[rad]	0.866	0.500
beta-ii	=	0.00	[deg]	0.000	[rad]	1.000	0.000
beta+delta	=	20.00	[deg]	0.349	[rad]	0.940	0.342

spinta attiva statica

$$K_a = 0.297$$

condizioni dinamiche

					cos	sen	
beta1	=	2.29	[deg]	0.040	[rad]	0.999	0.040
ii1	=	2.29	[deg]	0.040	[rad]	0.999	0.040
fi-beta1	=	27.71	[deg]	0.484	[rad]	0.885	0.465
fi-ii1	=	27.71	[deg]	0.484	[rad]	0.885	0.465
beta-ii1	=	-2.29	[deg]	-0.040	[rad]	0.999	-0.040
beta1+delta	=	22.29	[deg]	0.389	[rad]	0.925	0.379

spinta attiva dinamica

$$K_a = 0.365$$

L'incremento di spinta in condizioni dinamiche assume la seguente espressione:

$$\Delta F = (K_{as} - K_a) \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Questa forza si considera applicata a 2/3 dell'altezza del terrapieno e genera un momento ribaltante alla base dell'opera di sostegno pari al seguente valore:

$$\Delta M = \Delta F \cdot (2/3H)$$

6.6. RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

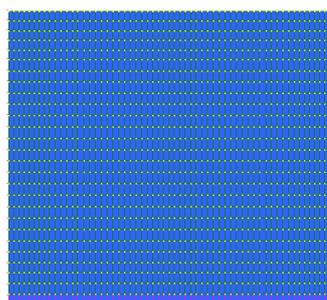
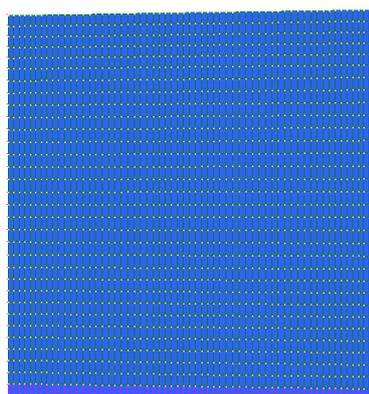
L'analisi dell'opera viene condotta considerando tre modelli di calcolo in 2D relativi alle condizioni più gravose per le vasche di interesse [tipologia 1: paramento di altezza inferiore a 4,00 m (Vi0 – Vi1 – Vs0 – Vs1 – Vs3 – Vn1÷Vn8); tipologia 2: paramento di altezza compreso tra 4,00 e 6,00 m (Vi2÷Vi6 – Vs2 – Vs8); tipologia 3: paramento di altezza superiore a 6,00 m (Vi7)].

Come richiesto dalle NTC, il modello della struttura rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Le strutture portanti sono state modellate come elementi "plate".

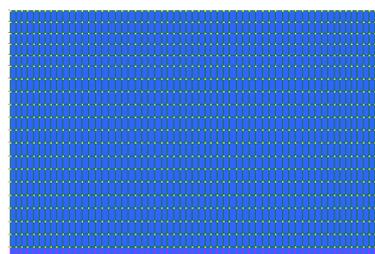
Tipologia 3

Tipologia 2

Tipologia 1



6.6.1. Combinazioni dei carichi



Nel modello sono state implementate le combinazioni di carico in accordo al DM96.

6.6.2. Diagrammi delle sollecitazioni

Nelle figure che seguono si riportano i grafici degli sforzi assiali, di taglio, di flessione ricavati dai modelli creati.

Diagramma del momento MZZ nei setti portanti – tipologia 3

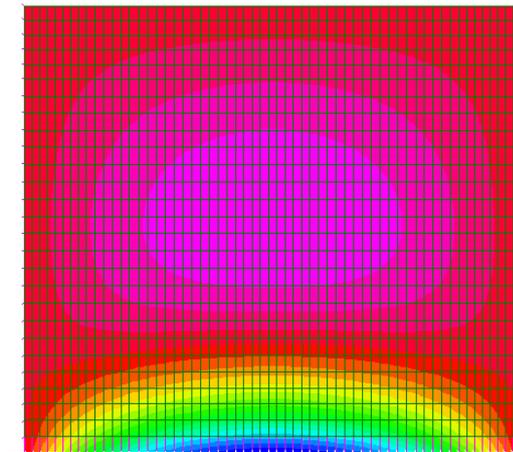
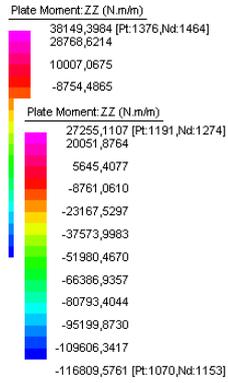


Diagramma del momento MZZ nei setti portanti – tipologia 2

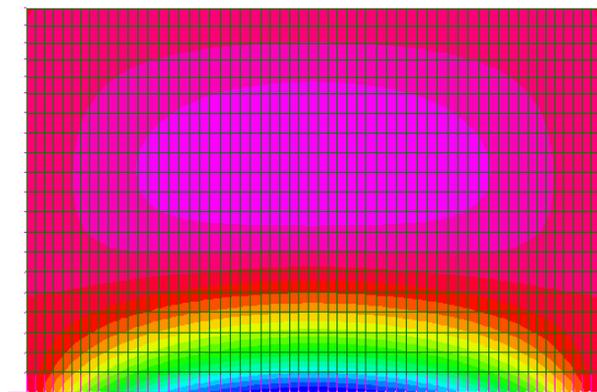
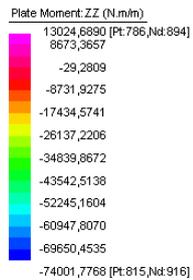


Diagramma del momento MZZ nei setti portanti – tipologia 1

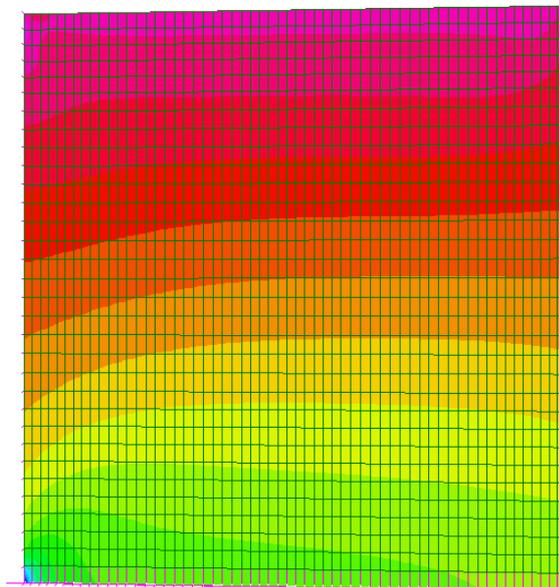
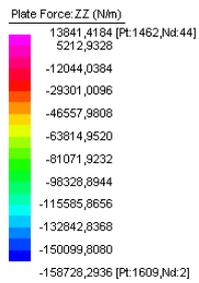


Diagramma dello sforzo normale FZZ nei setti portanti – tipologia 3

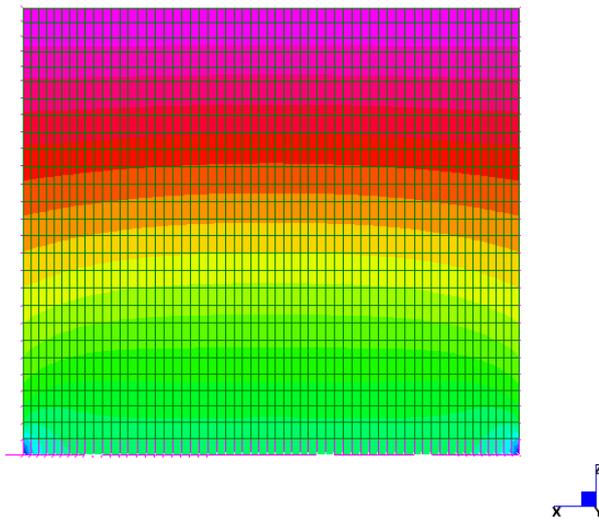
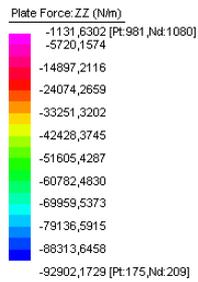


Diagramma dello sforzo normale FZZ nei setti portanti – tipologia 2

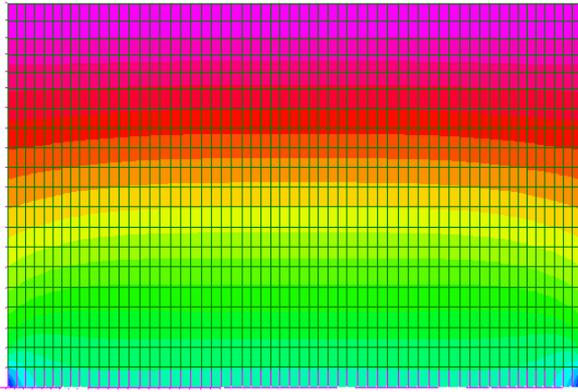
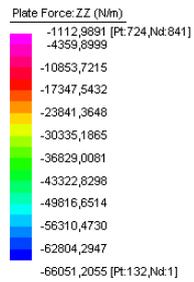


Diagramma dello sforzo normale FZZ nei setti portanti – tipologia 1

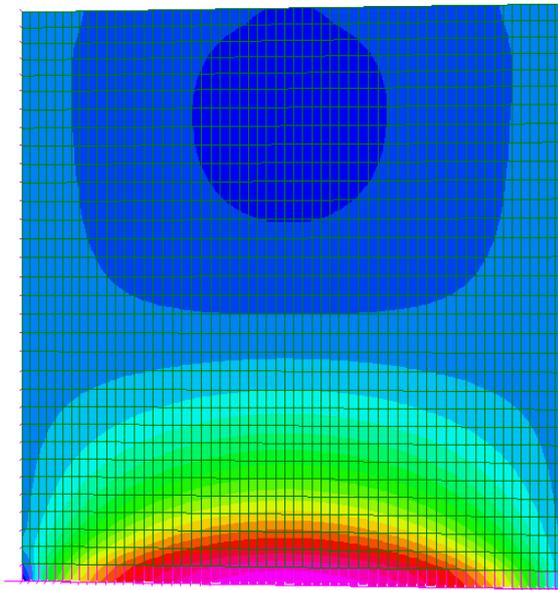
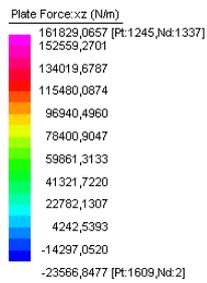


Diagramma del taglio Fxz nei setti portanti – tipologia 3

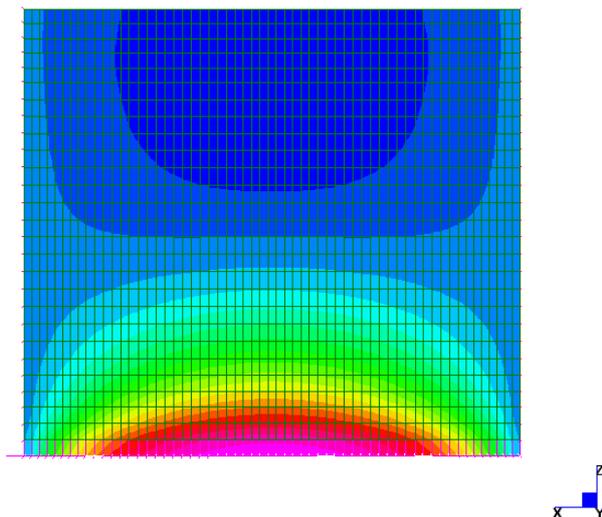
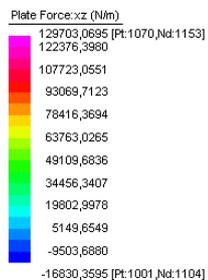
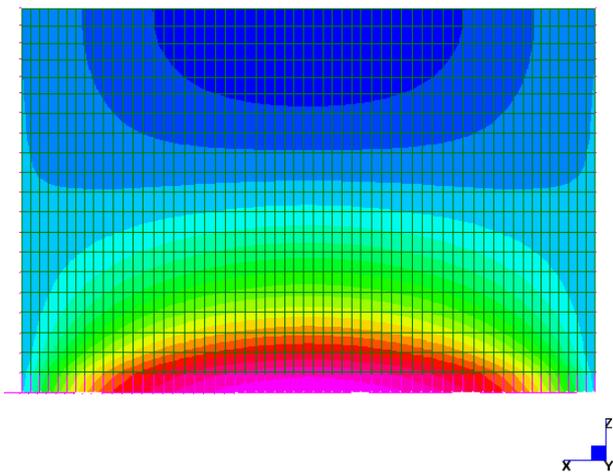
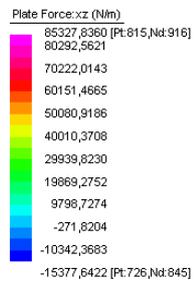


Diagramma del taglio Fxz nei setti portanti – tipologia 2



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 89 di 161</p>

Diagramma del taglio Fxz nei setti portanti – tipologia 1

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 90 di 161

6.6.3. Verifica della sezione di spiccatto dell'elevazione

Si suddividono le vasche in tre categorie:

- vasche con paramento di altezza inferiore a 4,00 m (Vi0 - Vi1 - Vs0 - Vs1 - Vs3 - Vn1÷Vn8)
- vasche con paramento di altezza compreso tra 4,00 e 6,00 m (Vi2÷Vi6 - Vs2 - Vs8)
- vasche con paramento di altezza superiore a 6,00 m (Vi7).

Paramento di altezza inferiore a 4,00 m (Vi0 - Vi1 - Vs0 - Vs1 - Vs3 - Vn1÷Vn8)

Nel primo caso i valori di verifica sono pari a :

$$N = 52,0 \text{ kN}$$

$$M = 74,0 \text{ kNm}$$

$$T = 85,3 \text{ kN.}$$

La sezione di spiccatto in verifica è una sezione rettangolare di base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

La tensione tangenziale vale:

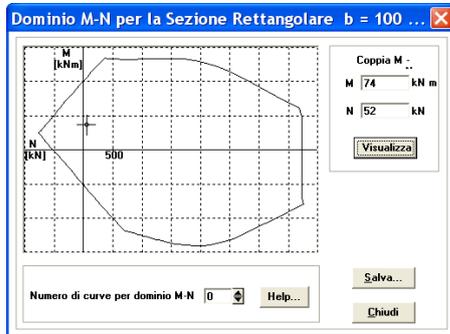
$$\tau = T/0,9 b \times d = 85300 / 0,9 \times 1000 \times 440 = 0,22 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0} \rightarrow \text{non occorre armatura a taglio.}$$

L'armatura flessionale è costituita da 10 ϕ 16/m sul lato a monte (contro terra) e 5 ϕ 16/m sul lato a valle.

Il copriferro netto è pari a circa 5,2 cm sul ferro in verifica, pertanto i baricentri dell'armatura della sezione sono:

- armatura interna 10,05 cmq/m a 6 cm dal lembo esterno della sezione
- armatura esterna 20,10 cmq/m a 44 cm dal lembo esterno della sezione.

Nella figura successiva si riporta il dominio di rottura della sezione.



Il punto caratterizzato dalle coordinate pari a N ed M di verifica cade all'interno del dominio pertanto la sezione risulta verificata a presso flessione:

$$\sigma_c = 2,65 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$\sigma_s = 81,0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta.}$$

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione essa risulta soddisfatta:



Paramento di altezza compreso tra 4,00 e 6,00 m (Vi2÷Vi6 – Vs2 – Vs8)

Nel caso in cui il paramento sia compreso tra 4 e 6 metri, i valori di verifica sono pari a:

$$N = 72,0 \text{ kN}$$

$$M = 116,8 \text{ kNm}$$

$$T = 129,7 \text{ kN.}$$

La sezione di spiccato in verifica è una sezione rettangolare di base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

La tensione tangenziale vale:

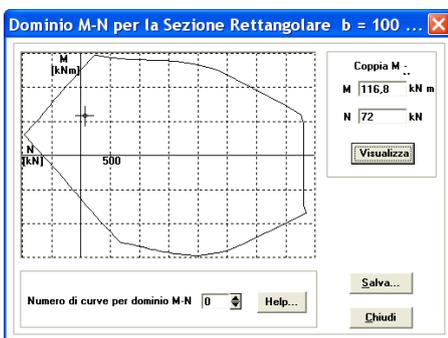
$$\tau = T / 0,9 \cdot b \cdot d = 129700 / 0,9 \cdot 1000 \cdot 437 = 0,33 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0} \rightarrow \text{non occorre armatura a taglio.}$$

L'armatura flessionale è costituita da 10 ϕ 18/m sul lato a monte (contro terra) e 5 ϕ 18/m sul lato a valle.

Il copriferro netto è pari a circa 5,4 cm sul ferro in verifica, pertanto i baricentri dell'armatura della sezione sono:

- armatura interna 12,70 cmq/m a 6,3 cm dal lembo esterno della sezione
- armatura esterna 25,40 cmq/m a 43,7 cm dal lembo esterno della sezione.

Nella figura successiva si riporta il dominio di rottura della sezione.



Il punto caratterizzato dalle coordinate pari a N ed M di verifica cade all'interno del dominio pertanto la sezione risulta verificata a presso flessione:

$$\sigma_c = 3,83 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 93 di 161</p>

$\sigma_s = 105,2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} \rightarrow$ verifica soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione essa risulta soddisfatta:



Paramento di altezza superiore a 6,00 m (Vi7).

Nel caso in cui il paramento sia superiore ai 6 metri, i valori di verifica sono pari a:

$$N = 84,0 \text{ kN}$$

$$M = 149,5 \text{ kNm}$$

$$T = 161,8 \text{ kN.}$$

La sezione di spiccato in verifica è una sezione rettangolare di base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

La tensione tangenziale vale:

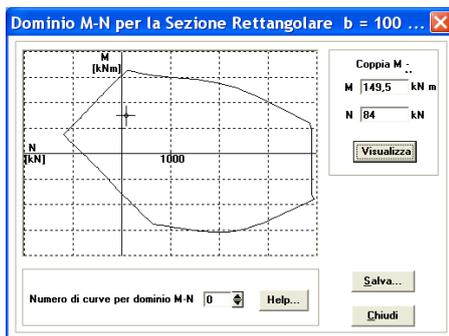
$$\tau = T / 0,9 \cdot b \cdot d = 161800 / 0,9 \cdot 1000 \cdot 436 = 0,41 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0} \rightarrow \text{non occorre armatura a taglio.}$$

L'armatura flessionale è costituita da 10 ϕ 20/m sul lato a monte (contro terra) e 5 ϕ 20/m sul lato a valle.

Il copriferro netto è pari a circa 5,4 cm sul ferro in verifica, pertanto i baricentri dell'armatura della sezione sono:

- armatura interna 15,70 cmq/m a 6,4 cm dal lembo esterno della sezione
- armatura esterna 31,40 cmq/m a 43,6 cm dal lembo esterno della sezione.

Nella figura successiva si riporta il dominio di rottura della sezione.



Il punto caratterizzato dalle coordinate pari a N ed M di verifica cade all'interno del dominio pertanto la sezione risulta verifica a presso flessione:

$$\sigma_c = 4,5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$\sigma_s = 111,7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta.}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 95 di 161

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione essa risulta soddisfatta:



7. VERIFICA STRUTTURALE DELLE VASCHE DI RACCOLTA E SEDIMENTAZIONE DELLE ACQUE METEORICHE DELL'ABBANCAMENTO E DELLA VASCA DI SEDIMENTAZIONE DI VALLE

7.1. Rappresentazione generale del manufatto

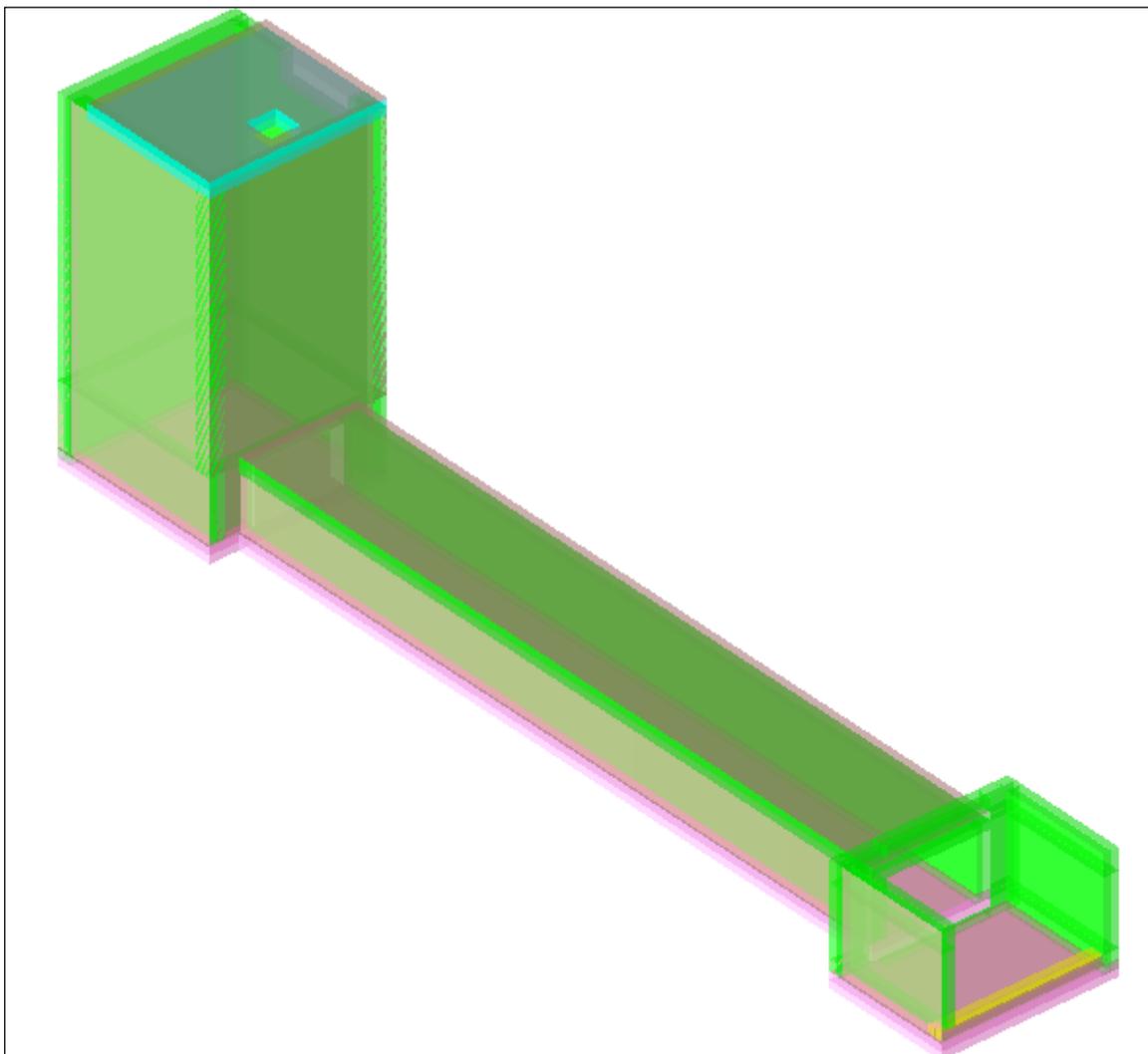


Figura 1: Struttura – Vista assonometrica dell'edificio nella sua interezza

7.2. Descrizione del software

DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 97 di 161</p>

solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: Sismicad 12

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.0

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; -

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 98 di 161</p>

le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal

programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

7.3. Dati generali

7.3.1. Materiali c.a.

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
C32/40	400	336428	0.0025	0.1	152921.72	0.00001

7.3.2. Curve di materiali c.a.

Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Curva: Curva caratteristica.

Reaz.traz.: Reagisce a trazione.

Comp.frag.: Ha comportamento fragile.

E.compr.: Modulo di elasticità a compressione. [daN/cm²]

Incr.compr.: Incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

EpsEc: Epsilon elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

EpsUc: Epsilon ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

E.traz.: Modulo di elasticità a trazione. [daN/cm²]

Incr.traz.: Incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

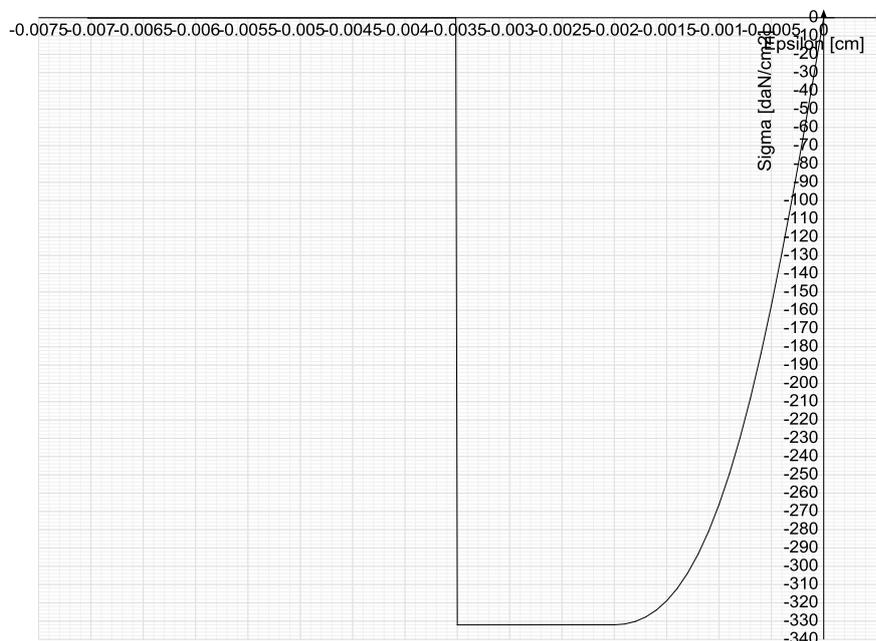
EpsEt: Epsilon elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

EpsUt: Epsilon ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

Materiale: C32/40

Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
400	336427.78	0.0025	0.1	152921.72	0.00001

Curva									
Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
No	Si	336427.78	0.0001	-0.002	-0.0035	336427.78	0.0001	0.0000645	0.0000709



7.3.3. Armature

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

fyk: Resistenza caratteristica. [daN/cm²]

Sigma amm.: Tensione ammissibile. [daN/cm²]

Tipo: Tipo di barra.

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Livello di conoscenza: Indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ. 02/02/09 n. 617 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	Sigma amm.	Tipo	E	Gamma	Poisson	G	Alfa	Livello di conoscenza
B450C	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	792307.69	0.000012	Nuovo

7.3.4. Terreni

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Coesione: Coesione del terreno. [daN/cm²]

Coesione non drenata: Coesione non drenata (Cu) del terreno. [daN/cm²]

Attrito interno: Angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno-cla. [deg]

Adesione: Coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cla. Il valore è adimensionale.

K0: Coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

Gamma naturale: Peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm³]

Gamma saturo: Peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm³]

E: Modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm²]

Poisson: Coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	Delta	Adesione	K0	Gamma naturale	Gamma saturo	E	Poisson
Riporto	0	0	30	0	1	0.5	0.0018	0.0019	900	0.3

7.4. Dati di definizione

7.4.1. Preferenze commessa

Preferenze di analisi

Metodo di analisi	D.M. 16-01-96 statica
Grado di sismicità	6
Coefficiente di protezione sismica	1
Coefficiente di fondazione	1
Coefficiente di struttura	1
Coefficiente di risposta lungo X	1
Coefficiente di risposta lungo Y	1
Rotazione del sisma rispetto agli assi	0
	[deg]
Quota dello '0' sismico	0
	[cm]
Coefficiente per il controllo degli spostamenti di interpiano	0.002
Tipo struttura	Edificio non in muratura
Coefficiente di sicurezza portanza fondazioni superficiali	3
Coefficiente di sicurezza scorrimento fondazioni superficiali	1.3
Coefficiente di sicurezza portanza pali	2.5

Preferenze di verifica

Normativa di verifica in uso

Norma di verifica	stati limite in D.M.9-01-96
Cemento armato	Preferenze analisi di verifica in stato limite
	limite

Psi

Normativa di verifica C.A.

Coefficiente di omogeneizzazione	15
Beta2 Circ.M.LL.PP 252 B.6.6.3 e Beta EC2 7.4.3 (7.19)	1
Gamma s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.6
Limite sigmac/fck in combinazione rara	0.6
Limite sigmac/fck in combinazione quasi permanente	0.45
Limite sigmaf/tyk in combinazione rara	0.7
Massima apertura delle fessure in combinazione rara	0.03
	[cm]
Massima apertura delle fessure in combinazione frequente	0.02
	[cm]
Massima apertura delle fessure in comb. quasi permanente	0.01
	[cm]
Coefficiente di riduzione della tau per cattiva aderenza	0.7

Preferenze FEM

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	120
	[cm]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	120
	[cm]
Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento
Metodo P-Delta	non utilizzato
Analisi buckling	non utilizzata
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci di pareti in legno	1
Tolleranza di parallelismo	4.99
	[deg]
Tolleranza di unicità punti	10
	[cm]
Tolleranza generazione nodi di aste	1
	[cm]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99
	[deg]
Tolleranza generazione nodi di gusci	4
	[cm]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	100
	[cm]
Considera deformazione a taglio delle piastre	No
Modello elastico pareti in muratura	Gusci
Concentra masse pareti nei vertici	No
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica
Memoria utilizzabile dal solutore	8000000
Metodo di risoluzione della matrice	Matrici sparse
Scrivi commenti nel file di input	No

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo		Foglio 102 di 161

Scrivi file di output in formato testo
Solidi colle e corpi ruvidi (default)
Moltiplicatore rigidezza molla torsionale applicata ad aste di fondazione
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare

No
Solidi reali
1
Equilibrio elastico

Moltiplicatori inerziali

Tipologia: Tipo di entità a cui si riferiscono i moltiplicatori inerziali.
J2: Moltiplicatore inerziale di J2. Il valore è adimensionale.
J3: Moltiplicatore inerziale di J3. Il valore è adimensionale.
Jt: Moltiplicatore inerziale di Jt. Il valore è adimensionale.
A: Moltiplicatore dell'area della sezione. Il valore è adimensionale.
A2: Moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 2. Il valore è adimensionale.
A3: Moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 3. Il valore è adimensionale.
Conci rigidi: Fattore di riduzione dei tronchi rigidi. Il valore è adimensionale.

Tipologia	J2	J3	Jt	A	A2	A3	Conci rigidi
Trave C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Pilastro C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Trave di fondazione	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Palo	1	1	0.01	1	1	1	0
Trave in legno	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in legno	1	1	1	1	1	1	1
Trave in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Trave di reticolare in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Maschio in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di accoppiamento in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di scala C.A. nervata	1	1	1	1	1	1	0.5
Trave tralicciata	1	1	0.01	1	1	1	0.5

Preferenze di analisi non lineare FEM

Metodo iterativo
Tolleranza iterazione
Numero massimo iterazioni

Secante
0.0001
50

Preferenze di analisi carichi superficiali

Detrazione peso proprio solai nelle zone di sovrapposizione
Metodo di ripartizione
Percentuale carico calcolato a trave continua
Esegui smoothing diagrammi di carico
Tolleranza smoothing altezza trapezi

non applicata
a zone d'influenza
0
applicata
0.001
[daN/cm]
0.001
[daN/cm]

Tolleranza smoothing altezza media trapezi

0.001
[daN/cm]

Preferenze del suolo

Fondazioni non modellate e struttura bloccata alla base
Fondazioni bloccate orizzontalmente
Considera peso sismico delle fondazioni
Fondazioni superficiali e profonde su suolo elastoplastico
Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)

no
no
si
no
6
[daN/cm3]

Rapporto di coefficiente sottofondo orizzontale/verticale
Pressione verticale limite sul terreno per abbassamento (default)

0.5
10
[daN/cm2]

Pressione verticale limite sul terreno per innalzamento (default)

0.001
[daN/cm2]

Metodo di calcolo della K verticale
Metodo di calcolo della portanza e della pressione limite
Terreno laterale di riporto da piano posa fondazioni (default)
Dimensione massima della discretizzazione del palo (default)

Vesic
Vesic
Riporto
200
[cm]

Moltiplicatore coesione per pressione orizzontale limite nei pali
Moltiplicatore spinta passiva per pressione orizzontale pali
K punta palo (default)

1
1
4
[daN/cm3]

Pressione limite punta palo (default)

10
[daN/cm2]

Pressione per verifica schiacciamento fondazioni superficiali

6
[daN/cm2]

Calcola cedimenti fondazioni superficiali
Spessore massimo strato

no
100
[cm]

Profondità massima	3000
	[cm]
Cedimento assoluto ammissibile	5
	[cm]
Cedimento differenziale ammissibile	5
	[cm]
Cedimento relativo ammissibile	5
	[cm]
Rapporto di inflessione F/L ammissibile	0.003333
Rotazione rigida ammissibile	0.191
	[deg]
Rotazione assoluta ammissibile	0.191
	[deg]
Distorsione positiva ammissibile	0.191
	[deg]
Distorsione negativa ammissibile	0.095
	[deg]
Considera fondazioni compensate	no
Coefficiente di riduzione della a Max attesa	0.3

7.4.2. Azioni e carichi

Condizioni elementari di carico

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Nome breve: Nome breve assegnato alla condizione elementare.

I/II: Descrive la classificazione della condizione (necessario per strutture in acciaio e in legno).

Durata: Descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

Psi0: Coefficiente moltiplicatore Psi0. Il valore è adimensionale.

Psi1: Coefficiente moltiplicatore Psi1. Il valore è adimensionale.

Psi2: Coefficiente moltiplicatore Psi2. Il valore è adimensionale.

Var.segno: Descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	I/II	Durata	Psi0	Psi1	Psi2	Var.segno
Permanenti	Perm.		Permanente	0	0	0	
Variabile F	Variabile F	I	Media	0.7	0.5	0.2	
Delta T	Dt	II	Media	0.6	0.5	0	No
Sisma X	Sis X			0	0	0	
Sisma Y	Sis Y			0	0	0	
Sisma Z	Sis Z			0	0	0	

Combinazioni di carico

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Famiglia Limite ultimo

Il nome compatto della famiglia è LU.

Nome	Nome breve	Perm.	Variabile F	Dt	Sis X	Sis Y	Sis Z
1	LU 1	1	1.4	0	-1.5	0	0
2	LU 2	1	1.4	0	0	-1.5	0
3	LU 3	1	1.4	0	0	1.5	0
4	LU 4	1	1.4	0	1.5	0	0
5	LU 5	1.4	1.4	0	-1.5	0	0
6	LU 6	1.4	1.4	0	0	-1.5	0
7	LU 7	1.4	1.4	0	0	1.5	0
8	LU 8	1.4	1.4	0	1.5	0	0

Famiglia Esercizio rara

Il nome compatto della famiglia è RA.

Nome	Nome breve	Perm.	Variabile F	Dt	Sis X	Sis Y	Sis Z
1	RA 1	1	0.9	0	0	0	0

Famiglia Esercizio frequente

Il nome compatto della famiglia è FR.

Nome	Nome breve	Perm.	Variabile F	Dt	Sis X	Sis Y	Sis Z
1	FR 1	1	0.9	0	0	0	0

Famiglia Esercizio quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è QP.

Nome	Nome breve	Perm.	Variabile F	Dt	Sis X	Sis Y	Sis Z
1	QP 1	1	0	0	0	0	0
2	QP 2	1	0.2	0	0	0	0

Famiglia Pressioni sul terreno

Il nome compatto della famiglia è PT.

Nome	Nome breve	Perm.	Variabile F	Dt	Sis X	Sis Y	Sis Z
1	PT 1	1	0	0	-1	0	0
2	PT 2	1	0	0	0	-1	0
3	PT 3	1	0	0	0	1	0
4	PT 4	1	0	0	1	0	0
5	PT 5	1	1	0	-1	0	0
6	PT 6	1	1	0	0	-1	0
7	PT 7	1	1	0	0	1	0
8	PT 8	1	1	0	1	0	0

Definizioni di carichi superficiali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: Modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [daN/cm²]

Applicazione: Modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
Copertura	Permanenti	2.125	Verticale
	Variabile F	0	Verticale
Coperchi carrabili	Permanenti	0.125	Verticale
	Variabile F	0.2	Verticale

Definizioni di carichi potenziali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore i.: Valore del carico pressorio alla quota iniziale. [daN/cm²]

Quota i.: Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [cm]

Valore f.: Valore del carico pressorio alla quota finale. [daN/cm²]

Quota f.: Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [cm]

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
Pareti verticali	Permanenti	0	300	0.67	-850
	Variabile F	0	300	0.1	-850

7.4.3. Quote

Livelli

Descrizione breve: Nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: Nome assegnato al livello.

Quota: Quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [cm]

Spessore: Spessore del livello. [cm]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Piano F1	-850	50

Livello	Sp.	Punti			Estr.	Mat.	Car.sup.	Car.pot.	DeltaT	Sovr.	S.Z	P.sup.	Fond.	Fori
		L	X	Y										
		5	3000	100										
		6	3000	-50										
L2	50	1	3050	50	0	C32/40			0	No	0.125	FS1		
		2	3050	450										
		3	550	450										
		4	550	50										
L2	50	1	550	-50	0	C32/40			0	No	0.125	FS1		
		2	550	550										
		3	-50	550										
		4	-50	-50										
L3	50	1	3050	50	0	C32/40	Copertura		0	No	0.125			
		2	3050	450										
		3	550	450										
		4	550	50										
L5	50	1	550	-50	0	C32/40	Coperchi carrabili		0	No	0.125		H1	
		2	550	550										
		3	70	550										
		4	70	-50										

Pareti C.A.

Tr.: Riferimento al tronco indicante la quota inferiore e superiore.

Sp.: Spessore misurato in direzione ortogonale al piano medio dell'elemento. [cm]

P.i.: Posizione del punto di inserimento rispetto ad una sezione verticale, vista dal punto iniziale verso il punto finale.

Punto i.: Punto iniziale in pianta.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

Punto f.: Punto finale in pianta.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

Mat.: Riferimento ad una definizione di materiale cemento armato.

Car.pot.: Riferimento alla definizione di un carico potenziale. Accetta anche il valore "Nessuno".

DeltaT: Riferimento alla definizione di una variazione termica. Accetta anche il valore "Nessuno".

Sovr.: Aliquota di sovrarresistenza da assicurare in verifica.

S.Z.: Indica se l'elemento deve essere verificato considerando il sisma verticale.

P.sup.: Peso per unità di superficie. [daN/cm²]

Aperture: Riferimenti a tutti gli elementi che forano la parete.

Tr.	Sp.	P.i.	Punto i.		Punto f.		Mat.	Car.pot.	DeltaT	Sovr.	S.Z	P.sup.	Aperture
			X	Y	X	Y							
T3	50	Sinistra	3440	550	3440	-50	C32/40			0	No	0.125	
T3	50	Sinistra	3000	450	3000	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T3	50	Sinistra	3000	550	3440	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T3	50	Sinistra	3440	-50	3000	-50	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T3	50	Sinistra	3000	100	3000	450	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T3	50	Sinistra	3000	-50	3000	100	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T1	50	Sinistra	3000	-50	3000	100	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T1	50	Sinistra	3440	-50	3000	-50	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T1	50	Sinistra	-50	-50	-50	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T1	50	Sinistra	3000	450	3000	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T1	50	Sinistra	3000	550	3440	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T1	50	Sinistra	-50	550	550	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T1	50	Sinistra	550	550	550	-50	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	W1
T1	50	Destra	3050	100	550	100	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T1	50	Sinistra	550	-50	-50	-50	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T1	50	Destra	550	400	3050	400	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T4	50	Sinistra	3000	550	3440	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T4	50	Sinistra	3000	450	3000	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T2	50	Sinistra	-50	550	550	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	W2
T4	50	Sinistra	3000	100	3000	450	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	

Tr.	Sp.	P.i.	Punto i.		Punto f.		Mat.	Car.pot.	DeltaT	Sovr.	S.Z	P.sup.	Aperture
			X	Y	X	Y							
T4	50	Sinistra	3000	-50	3000	100	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T2	50	Sinistra	550	-50	-50	-50	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T4	50	Sinistra	3440	-50	3000	-50	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T2	50	Sinistra	-50	-50	-50	550	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	
T2	50	Sinistra	550	550	550	-50	C32/40	Pareti verticali		0	No	0.125	

Aperture su pareti

Desc.: Descrizione breve dell'apertura utilizzata dalle pareti.

Tr.: Riferimento al tronco indicante la quota inferiore e superiore.

Sp.: Spessore misurato in direzione ortogonale al piano medio dell'elemento. [cm]

P.i.: Posizione del punto di inserimento rispetto ad una sezione verticale, vista dal punto iniziale verso il punto finale.

Porta: Apertura fino al pavimento o presenza della chiusura inferiore.

Architrave: Presenza della chiusura superiore o apertura fino al soffitto.

Larghezza: Larghezza della finestra. [cm]

Altezza: Altezza della finestra. [cm]

Dist.inf.: Distanza dalla quota inferiore. [cm]

Dist.lat.: Distanza dal punto di riferimento. [cm]

Punto di rif.: Primo punto di riferimento in pianta.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

Punto di dir.: Secondo punto in pianta che, in coppia col punto di riferimento, definisce la direzione e quindi il piano verticale su cui giace l'apertura.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

Desc.	Tr.	Sp.	P.i.	Porta	Architrave	Larghezza	Altezza	Dist.inf.	Dist.lat.	Punto di rif.		Punto di dir.	
										X	Y	X	Y
W1	T1	50	Destra	No	Si	300	180	0	100	550	0	550	250
W2	T2	50	Centro	No	No	270		750	100	550	525	250	525

Fori su piastre e carichi superficiali

Fori di piano

Desc.: Descrizione breve del foro utilizzata dagli elementi forabili come piastre e carichi superficiali.

Quota: Quota di inserimento esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Livello: Quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Estradosso: Distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

Spessore: Spessore misurato in direzione ortogonale al piano medio dell'elemento. [cm]

Punti: Punti di definizione in pianta.

Indice: Indice del punto corrente nell'insieme dei punti di definizione dell'elemento.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

Desc.	Quota	Livello	Estradosso	Spessore	Punti		
					Indice	X	Y
H1	Piano 2	L5	0	50	1	500	200
					2	500	300
					3	400	300
					4	400	200

7.5. Risultati numerici

7.5.1. Pressioni massime sul terreno

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: Indice del nodo.

Pressione minima: Situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: Spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: Pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: Situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: Spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: Pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Compressione estrema massima -3.98923 al nodo di indice 263, di coordinate x = 1621, y = 450, z = -815, nel contesto Limite ultimo 7.

Spostamento estremo minimo -0.66487 al nodo di indice 263, di coordinate x = 1621, y = 450, z = -815, nel contesto Limite ultimo 7.

Spostamento estremo massimo -0.08468 al nodo di indice 23, di coordinate x = 3440, y = 190, z = -875, nel contesto Pressioni sul terreno 3.

Nodo Ind.	Pressione minima			Pressione massima		
	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
2	LU 6	-0.37055	-2.22327	LU 3	-0.25034	-1.50203
3	LU 6	-0.309	-1.85402	LU 3	-0.20736	-1.24417
4	LU 6	-0.24898	-1.49388	LU 3	-0.16553	-0.99316
5	LU 6	-0.19311	-1.15866	LU 3	-0.12674	-0.76042
6	LU 6	-0.14075	-0.84448	LU 3	-0.09054	-0.54323
12	LU 6	-0.20388	-1.22326	PT 3	-0.13928	-0.83566
13	LU 6	-0.26671	-1.60029	LU 3	-0.18334	-1.10001
14	LU 6	-0.13936	-0.83613	PT 3	-0.09176	-0.55053
16	LU 6	-0.35553	-2.13316	LU 3	-0.24702	-1.48213
18	LU 6	-0.16443	-0.98655	PT 3	-0.1119	-0.67143
19	LU 6	-0.28421	-1.70525	LU 3	-0.19898	-1.19385
20	LU 6	-0.21123	-1.26739	PT 3	-0.14762	-0.88575
21	LU 6	-0.34147	-2.04882	LU 3	-0.24081	-1.44488
23	LU 6	-0.12738	-0.76425	PT 3	-0.08468	-0.50809
25	LU 6	-0.26806	-1.60836	LU 3	-0.19059	-1.14352
26	LU 7	-0.16128	-0.96766	PT 2	-0.11194	-0.67165
27	LU 7	-0.33618	-2.01708	LU 2	-0.23858	-1.43146
29	LU 7	-0.21086	-1.26518	PT 2	-0.1488	-0.89283
31	LU 7	-0.12858	-0.77148	PT 2	-0.08544	-0.51263
32	LU 7	-0.27145	-1.62872	LU 2	-0.19103	-1.14616
33	LU 7	-0.18788	-1.1273	PT 2	-0.12999	-0.77995
34	LU 7	-0.16235	-0.97408	PT 2	-0.11021	-0.66123
35	LU 7	-0.2251	-1.35059	PT 2	-0.15703	-0.94218
36	LU 7	-0.34704	-2.08224	LU 2	-0.24274	-1.45643
39	LU 7	-0.20554	-1.23323	PT 2	-0.14064	-0.84382
40	LU 7	-0.14284	-0.85704	PT 2	-0.09416	-0.56499
41	LU 7	-0.27888	-1.67325	LU 2	-0.19206	-1.15233
42	LU 7	-0.36128	-2.16771	LU 2	-0.24893	-1.49356
49	LU 7	-0.36899	-2.21393	LU 2	-0.24949	-1.49696
50	LU 7	-0.3094	-1.85642	LU 2	-0.20781	-1.24686
51	LU 7	-0.25132	-1.50789	LU 2	-0.16726	-1.00356
52	LU 7	-0.19703	-1.18216	LU 2	-0.12948	-0.77688
53	LU 7	-0.14617	-0.87699	LU 2	-0.09424	-0.56544
54	LU 6	-0.30644	-1.83865	PT 3	-0.16504	-0.99022
55	LU 6	-0.34844	-2.09064	PT 3	-0.19701	-1.18203
56	LU 6	-0.39018	-2.34107	PT 3	-0.22882	-1.37294
57	LU 6	-0.43368	-2.60208	PT 3	-0.26172	-1.57031
58	LU 6	-0.47816	-2.86899	PT 3	-0.29538	-1.77226
59	LU 6	-0.52524	-3.15143	PT 3	-0.33082	-1.98491
71	LU 6	-0.49604	-2.97623	PT 3	-0.31431	-1.88586
72	LU 6	-0.29875	-1.79248	PT 3	-0.16911	-1.01469
74	LU 6	-0.50931	-3.05586	PT 3	-0.32951	-1.97705
75	LU 6	-0.54106	-3.24634	PT 3	-0.35594	-2.13563
76	LU 6	-0.5684	-3.41041	PT 3	-0.37903	-2.27419
77	LU 6	-0.59329	-3.55974	PT 3	-0.4	-2.39998
78	LU 6	-0.61449	-3.68692	PT 3	-0.41797	-2.50782
79	LU 6	-0.63192	-3.79154	PT 3	-0.4329	-2.59739
80	LU 6	-0.64551	-3.87305	PT 3	-0.44474	-2.66846
81	LU 6	-0.65619	-3.93714	PT 3	-0.45421	-2.72527
82	LU 6	-0.66258	-3.97548	LU 3	-0.45913	-2.75478
83	LU 6	-0.66472	-3.98831	LU 3	-0.461	-2.766
84	LU 6	-0.66379	-3.98276	LU 3	-0.4607	-2.76421
85	LU 6	-0.65903	-3.95419	LU 3	-0.45769	-2.74611

Nodo Ind.	Pressione minima			Pressione massima		
	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
86	LU 6	-0.65043	-3.90255	LU 3	-0.45192	-2.71155
87	LU 6	-0.63696	-3.82175	LU 3	-0.44267	-2.65604
88	LU 6	-0.62023	-3.72139	LU 3	-0.4311	-2.58662
89	LU 6	-0.59819	-3.58915	LU 3	-0.41574	-2.49443
90	LU 6	-0.57069	-3.42415	LU 3	-0.39646	-2.37879
91	LU 6	-0.53754	-3.22525	LU 3	-0.37315	-2.23893
92	LU 6	-0.49852	-2.99113	LU 3	-0.34565	-2.0739
93	LU 6	-0.45381	-2.72287	LU 3	-0.31409	-1.88455
94	LU 6	-0.40256	-2.41538	LU 3	-0.2779	-1.66742
95	LU 6	-0.34101	-2.04606	LU 3	-0.23442	-1.40654
96	LU 6	-0.46343	-2.78059	PT 3	-0.29627	-1.77763
97	LU 6	-0.40646	-2.43877	PT 3	-0.2553	-1.53179
98	LU 6	-0.35422	-2.12535	PT 3	-0.2173	-1.30383
102	LU 6	-0.50223	-3.01336	PT 3	-0.327	-1.96202
124	LU 6	-0.31682	-1.90091	PT 3	-0.18898	-1.13387
127	LU 6	-0.49241	-2.95446	PT 3	-0.32261	-1.93566
129	LU 6	-0.47421	-2.84526	PT 3	-0.30981	-1.85885
130	LU 6	-0.58434	-3.50604	PT 3	-0.40709	-2.44256
131	LU 6	-0.59194	-3.55165	PT 3	-0.4136	-2.4816
132	LU 6	-0.56824	-3.40946	PT 3	-0.39434	-2.36606
133	LU 6	-0.59403	-3.56415	PT 3	-0.41663	-2.49977
134	LU 6	-0.55168	-3.31008	PT 3	-0.38099	-2.28597
135	LU 6	-0.59492	-3.56949	PT 3	-0.41854	-2.51122
136	LU 6	-0.55576	-3.33457	LU 3	-0.39122	-2.34735
137	LU 6	-0.53707	-3.22243	LU 3	-0.37797	-2.26779
138	LU 6	-0.51281	-3.07684	LU 3	-0.36079	-2.16475
139	LU 5	-0.29577	-1.77461	PT 4	-0.16909	-1.01454
140	LU 6	-0.48338	-2.9003	LU 3	-0.33994	-2.03963
141	LU 6	-0.44922	-2.69531	LU 3	-0.31569	-1.89417
142	LU 6	-0.4118	-2.47078	LU 3	-0.28914	-1.73482
143	LU 6	-0.37071	-2.22424	LU 3	-0.26001	-1.56006
144	LU 6	-0.31641	-1.89847	LU 3	-0.22149	-1.32896
145	LU 6	-0.39792	-2.38754	PT 3	-0.26064	-1.56383
146	LU 6	-0.5324	-3.19438	PT 3	-0.36533	-2.19195
147	LU 6	-0.59201	-3.55208	LU 3	-0.41687	-2.50123
148	LU 6	-0.32552	-1.95311	PT 3	-0.20925	-1.25547
149	LU 6	-0.56647	-3.39884	LU 3	-0.39915	-2.39491
151	LU 6	-0.51047	-3.06281	PT 3	-0.34757	-2.08542
152	LU 6	-0.58309	-3.49852	LU 3	-0.41114	-2.46682
153	LU 6	-0.28815	-1.72889	PT 3	-0.18185	-1.09107
154	LU 6	-0.48552	-2.91311	PT 3	-0.32791	-1.96743
156	LU 6	-0.56016	-3.36094	LU 3	-0.39646	-2.37873
159	LU 6	-0.44457	-2.66741	PT 3	-0.29889	-1.79336
160	LU 5	-0.29039	-1.74236	PT 4	-0.17489	-1.04935
161	LU 8	-0.54542	-3.27254	PT 1	-0.38373	-2.3024
162	LU 8	-0.52966	-3.17793	LU 1	-0.37736	-2.26417
163	LU 8	-0.5313	-3.18782	PT 1	-0.37208	-2.23246
164	LU 8	-0.55132	-3.30792	PT 1	-0.38956	-2.33735
165	LU 8	-0.51775	-3.10651	LU 1	-0.36898	-2.21391
166	LU 8	-0.50085	-3.00509	LU 1	-0.35705	-2.1423
167	LU 8	-0.51832	-3.10992	PT 1	-0.36107	-2.16641
168	LU 8	-0.55405	-3.32428	PT 1	-0.39265	-2.35591
169	LU 8	-0.4784	-2.87039	LU 1	-0.34113	-2.04678
170	LU 8	-0.45123	-2.70736	LU 1	-0.3218	-1.9308
171	LU 5	-0.29598	-1.77589	PT 4	-0.16914	-1.01486
174	LU 6	-0.42025	-2.52149	LU 3	-0.29968	-1.79805
175	LU 8	-0.33406	-2.00437	PT 1	-0.2243	-1.3458
176	LU 8	-0.39592	-2.37552	PT 1	-0.26596	-1.59577
177	LU 5	-0.38704	-2.32226	LU 4	-0.27588	-1.65526
178	LU 5	-0.35188	-2.11127	LU 4	-0.25067	-1.50399
179	LU 7	-0.30423	-1.82537	LU 2	-0.21677	-1.30062
180	LU 5	-0.28794	-1.72765	PT 4	-0.1874	-1.12439
181	LU 8	-0.50343	-3.02058	PT 1	-0.34845	-2.09071
182	LU 8	-0.55384	-3.32302	PT 1	-0.39336	-2.36014
183	LU 8	-0.55126	-3.30754	PT 1	-0.39217	-2.35303
184	LU 8	-0.48711	-2.92264	PT 1	-0.3345	-2.00699
185	LU 8	-0.54786	-3.28716	LU 1	-0.39001	-2.34007
186	LU 5	-0.27732	-1.6639	PT 4	-0.17345	-1.04072
187	LU 8	-0.4713	-2.82777	PT 1	-0.32056	-1.92337
190	LU 7	-0.44491	-2.66945	PT 2	-0.29897	-1.79385
192	LU 5	-0.29268	-1.75609	PT 4	-0.17581	-1.05487
193	LU 7	-0.55303	-3.31819	LU 2	-0.39143	-2.34858
194	LU 7	-0.29366	-1.76194	PT 2	-0.18665	-1.11991
195	LU 7	-0.54887	-3.29323	LU 2	-0.38706	-2.32239
196	LU 7	-0.57785	-3.46713	PT 2	-0.40452	-2.42712
198	LU 7	-0.32945	-1.97673	PT 2	-0.21202	-1.2721
199	LU 7	-0.5814	-3.4884	LU 2	-0.40972	-2.45831
200	LU 7	-0.57022	-3.42133	PT 2	-0.3973	-2.38378
201	LU 7	-0.58684	-3.52107	PT 2	-0.41196	-2.47173
202	LU 7	-0.53439	-3.20635	LU 2	-0.37643	-2.25855
203	LU 7	-0.4072	-2.44321	PT 2	-0.2668	-1.60079
204	LU 7	-0.5598	-3.3588	PT 2	-0.38783	-2.327
205	LU 7	-0.59254	-3.55527	PT 2	-0.41682	-2.50091
206	LU 7	-0.51157	-3.06942	LU 2	-0.36014	-2.16082
207	LU 5	-0.29686	-1.78113	PT 4	-0.16965	-1.01792
208	LU 7	-0.59397	-3.56383	LU 2	-0.41809	-2.50852
209	LU 7	-0.59093	-3.54561	LU 2	-0.41602	-2.4961

Nodo		Pressione minima		Pressione massima		
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
210	LU 7	-0.48273	-2.89636	LU 2	-0.33964	-2.03782
211	LU 7	-0.44911	-2.69463	LU 2	-0.31576	-1.89455
212	LU 7	-0.41195	-2.47168	LU 2	-0.28938	-1.73625
213	LU 7	-0.37042	-2.22249	LU 2	-0.25989	-1.55936
214	LU 7	-0.31611	-1.89669	LU 2	-0.22134	-1.32806
215	LU 7	-0.29365	-1.76193	PT 2	-0.1822	-1.09321
216	LU 7	-0.54636	-3.27814	PT 2	-0.37589	-2.25536
217	LU 7	-0.53048	-3.1829	PT 2	-0.36172	-2.1703
219	LU 7	-0.51404	-3.08423	PT 2	-0.34638	-2.07828
220	LU 7	-0.50297	-3.01781	PT 2	-0.33396	-2.00376
222	LU 7	-0.49425	-2.9655	PT 2	-0.3235	-1.94098
226	LU 7	-0.50407	-3.02441	PT 2	-0.32783	-1.96697
248	LU 7	-0.31875	-1.91253	PT 2	-0.18935	-1.1361
249	LU 7	-0.3463	-2.0778	PT 2	-0.21271	-1.27628
251	LU 7	-0.41112	-2.46672	PT 2	-0.25831	-1.54988
252	LU 7	-0.30098	-1.80586	PT 2	-0.17016	-1.02094
254	LU 7	-0.51134	-3.06802	PT 2	-0.33039	-1.98236
255	LU 7	-0.54555	-3.27333	PT 2	-0.3585	-2.15102
256	LU 7	-0.57289	-3.43732	PT 2	-0.38166	-2.28998
257	LU 7	-0.59685	-3.5811	PT 2	-0.40205	-2.41232
258	LU 7	-0.61724	-3.70344	PT 2	-0.41951	-2.51708
259	LU 7	-0.6338	-3.80278	PT 2	-0.43387	-2.6032
260	LU 7	-0.64688	-3.88126	PT 2	-0.44539	-2.67236
261	LU 7	-0.65645	-3.93872	PT 2	-0.4541	-2.7246
262	LU 7	-0.66205	-3.97231	LU 2	-0.45887	-2.7532
263	LU 7	-0.66487	-3.98923	LU 2	-0.46121	-2.76728
264	LU 7	-0.66422	-3.9853	LU 2	-0.4611	-2.7666
265	LU 7	-0.65962	-3.9577	LU 2	-0.45819	-2.74914
266	LU 7	-0.65166	-3.90995	LU 2	-0.4529	-2.71737
267	LU 7	-0.63931	-3.83587	LU 2	-0.44447	-2.66679
268	LU 7	-0.62008	-3.72047	LU 2	-0.43112	-2.5867
269	LU 7	-0.59817	-3.58904	LU 2	-0.41585	-2.49509
270	LU 7	-0.57072	-3.42432	LU 2	-0.39661	-2.37968
271	LU 7	-0.5376	-3.22558	LU 2	-0.37333	-2.23998
272	LU 7	-0.49853	-2.99116	LU 2	-0.3458	-2.07481
273	LU 7	-0.45376	-2.72259	LU 2	-0.31423	-1.88535
274	LU 7	-0.4017	-2.41022	LU 2	-0.27748	-1.66487
276	LU 7	-0.33673	-2.02035	LU 2	-0.2316	-1.38959
277	LU 7	-0.48354	-2.90121	PT 2	-0.30965	-1.85789
289	LU 7	-0.30969	-1.85814	PT 2	-0.16657	-0.99943
290	LU 7	-0.35156	-2.10934	PT 2	-0.19846	-1.19075
291	LU 7	-0.39333	-2.35995	PT 2	-0.2303	-1.38181
292	LU 7	-0.43656	-2.61937	PT 2	-0.26303	-1.57817
293	LU 7	-0.48113	-2.88678	PT 2	-0.29673	-1.78036
294	LU 7	-0.52699	-3.16196	PT 2	-0.3314	-1.98838

7.5.2. Spostamenti di interpiano

Nodo inferiore: Nodo inferiore.

I.: Numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Pos.: Coordinate del nodo.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

Z: Coordinata Z. [cm]

Nodo superiore: Nodo superiore.

I.: Numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Pos.: Coordinate del nodo.

Z: Coordinata Z. [cm]

Spost. rel.: Spostamento relativo. Il valore è adimensionale.

Comb.: Combinazione.

n.b.: Nome breve o compatto della combinazione di carico.

Spostamento inferiore: Spostamento in pianta del nodo inferiore.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

Spostamento superiore: Spostamento in pianta del nodo superiore.

X: Coordinata X. [cm]

Y: Coordinata Y. [cm]

S.V.: Si intende non verificato qualora lo spostamento relativo sia superiore al valore limite espresso nelle preferenze di analisi.

lambda = 2; x = 1,5; limite = 0,002

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			n.b.	X	Y	X	
	X	Y	Z		Z							
17	3025	100	-875	123	-815	0.000284	LU 1	0.046	0.001	0.029	-0.002	si
17	3025	100	-875	123	-815	0.000292	LU 2	0.049	0.002	0.032	-0.003	si
17	3025	100	-875	123	-815	0.000276	LU 3	0.048	-0.001	0.031	-0.001	si
17	3025	100	-875	123	-815	0.00028	LU 4	0.051	0.001	0.034	-0.002	si
17	3025	100	-875	123	-815	0.000398	LU 5	0.065	0.001	0.041	-0.003	si
17	3025	100	-875	123	-815	0.000405	LU 6	0.068	0.002	0.044	-0.004	si
17	3025	100	-875	123	-815	0.000389	LU 7	0.067	0	0.043	-0.002	si
17	3025	100	-875	123	-815	0.000393	LU 8	0.069	0.001	0.046	-0.003	si
43	3025	450	-875	247	-815	0.000276	LU 1	0.046	-0.001	0.03	0.001	si
43	3025	450	-875	247	-815	0.000267	LU 2	0.048	0	0.032	0	si
43	3025	450	-875	247	-815	0.000285	LU 3	0.049	-0.002	0.032	0.002	si
43	3025	450	-875	247	-815	0.000272	LU 4	0.051	-0.001	0.034	0.001	si
43	3025	450	-875	247	-815	0.000386	LU 5	0.065	-0.001	0.042	0.002	si
43	3025	450	-875	247	-815	0.000377	LU 6	0.066	0	0.044	0.001	si
43	3025	450	-875	247	-815	0.000394	LU 7	0.068	-0.003	0.044	0.002	si
43	3025	450	-875	247	-815	0.000382	LU 8	0.069	-0.001	0.046	0.002	si
65	525	-25	-815	804	275	0.000132	LU 1	-0.006	0.001	0.139	0.004	si
65	525	-25	-815	804	275	0.000193	LU 2	-0.002	-0.004	0.184	-0.103	si
65	525	-25	-815	804	275	0.000195	LU 3	-0.006	0.006	0.179	0.112	si
65	525	-25	-815	804	275	0.000208	LU 4	-0.002	0.001	0.224	0.004	si
65	525	-25	-815	804	275	0.000206	LU 5	-0.009	0.001	0.216	0.005	si
65	525	-25	-815	804	275	0.00026	LU 6	-0.004	-0.004	0.261	-0.102	si
65	525	-25	-815	804	275	0.000262	LU 7	-0.009	0.007	0.256	0.113	si
65	525	-25	-815	804	275	0.000281	LU 8	-0.005	0.001	0.301	0.005	si
73	525	50	-815	493	-585	0.000105	LU 1	-0.006	0.001	0.018	0	si
73	525	50	-815	493	-585	0.000147	LU 2	-0.002	-0.004	0.024	-0.026	si
73	525	50	-815	493	-585	0.000142	LU 3	-0.005	0.007	0.022	0.025	si
73	525	50	-815	493	-585	0.000124	LU 4	-0.001	0.001	0.027	-0.001	si
73	525	50	-815	493	-585	0.000158	LU 5	-0.008	0.002	0.028	0	si
73	525	50	-815	493	-585	0.000192	LU 6	-0.005	-0.003	0.033	-0.026	si
73	525	50	-815	493	-585	0.000186	LU 7	-0.008	0.007	0.031	0.025	si
73	525	50	-815	493	-585	0.000176	LU 8	-0.004	0.002	0.036	-0.001	si
123	3025	75	-815	514	-585	0.000196	LU 1	0.029	-0.002	-0.016	0	si
123	3025	75	-815	514	-585	0.000199	LU 2	0.032	-0.003	-0.013	-0.01	si
123	3025	75	-815	514	-585	0.0002	LU 3	0.031	-0.001	-0.013	0.01	si
123	3025	75	-815	514	-585	0.000196	LU 4	0.034	-0.002	-0.011	0	si
123	3025	75	-815	514	-585	0.000274	LU 5	0.041	-0.003	-0.022	0	si
123	3025	75	-815	514	-585	0.000276	LU 6	0.044	-0.004	-0.019	-0.01	si
123	3025	75	-815	514	-585	0.000277	LU 7	0.043	-0.002	-0.019	0.01	si
123	3025	75	-815	514	-585	0.000274	LU 8	0.046	-0.003	-0.017	0	si
247	3025	425	-815	614	-585	0.000197	LU 1	0.03	0.001	-0.015	-0.001	si
247	3025	425	-815	614	-585	0.000201	LU 2	0.032	0	-0.013	-0.011	si
247	3025	425	-815	614	-585	0.0002	LU 3	0.032	0.002	-0.013	0.008	si
247	3025	425	-815	614	-585	0.000197	LU 4	0.034	0.001	-0.011	-0.001	si
247	3025	425	-815	614	-585	0.000275	LU 5	0.042	0.002	-0.021	-0.002	si
247	3025	425	-815	614	-585	0.000278	LU 6	0.044	0.001	-0.019	-0.012	si
247	3025	425	-815	614	-585	0.000277	LU 7	0.044	0.002	-0.019	0.008	si
247	3025	425	-815	614	-585	0.000275	LU 8	0.046	0.002	-0.017	-0.002	si
253	525	450	-815	593	-585	0.000106	LU 1	-0.005	0	0.019	0.002	si
253	525	450	-815	593	-585	0.000141	LU 2	-0.005	-0.006	0.022	-0.023	si
253	525	450	-815	593	-585	0.000151	LU 3	-0.002	0.005	0.024	0.028	si
253	525	450	-815	593	-585	0.000125	LU 4	-0.001	0	0.027	0.003	si
253	525	450	-815	593	-585	0.000159	LU 5	-0.008	0	0.028	0.003	si
253	525	450	-815	593	-585	0.000186	LU 6	-0.008	-0.006	0.031	-0.023	si
253	525	450	-815	593	-585	0.000195	LU 7	-0.005	0.005	0.034	0.029	si
253	525	450	-815	593	-585	0.000178	LU 8	-0.004	0	0.037	0.003	si
283	525	525	-815	839	275	0.000132	LU 1	-0.005	0	0.139	0.003	si
283	525	525	-815	839	275	0.000192	LU 2	-0.006	-0.005	0.179	-0.104	si
283	525	525	-815	839	275	0.000196	LU 3	-0.001	0.005	0.184	0.111	si
283	525	525	-815	839	275	0.000207	LU 4	-0.002	0	0.224	0.004	si
283	525	525	-815	839	275	0.000205	LU 5	-0.008	0	0.216	0.004	si
283	525	525	-815	839	275	0.000258	LU 6	-0.009	-0.006	0.256	-0.103	si
283	525	525	-815	839	275	0.000263	LU 7	-0.004	0.005	0.261	0.112	si
283	525	525	-815	839	275	0.000281	LU 8	-0.005	0	0.301	0.005	si

7.5.3. Tagli ai livelli

Livello: Livello rispetto a cui è calcolato il taglio.

Nome: Nome completo del livello.

Cont.: Contesto nel quale viene valutato il taglio.

n.br.: Nome breve della condizione o combinazione di carico.

Totale: Totale del taglio al livello.

F: Forza del taglio. [daN]

X: Componente lungo l'asse X globale. [daN]

Y: Componente lungo l'asse Y globale. [daN]

Z: Componente lungo l'asse Z globale. [daN]

Aste verticali: Contributo al taglio totale dato dalle aste verticali.

F: Forza del taglio. [daN]

X: Componente lungo l'asse X globale. [daN]

Y: Componente lungo l'asse Y globale. [daN]

Z: Componente lungo l'asse Z globale. [daN]

Pareti: Contributo al taglio totale dato dalle pareti e piastre generiche verticali.

F: Forza del taglio. [daN]

X: Componente lungo l'asse X globale. [daN]

Y: Componente lungo l'asse Y globale. [daN]

Z: Componente lungo l'asse Z globale. [daN]

Livello	Cont.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano F1	Perm.	49019	-4	-225601	0	0	0	49019	-4	-225601
Piano F1	Variabile F	807	7	-708	0	0	0	807	7	-708
Piano F1	Sis X	872	-2	-40	0	0	0	872	-2	-40
Piano F1	Sis Y	-5	-703	-9	0	0	0	-5	-703	-9
Piano F1	LU 1	48840	10	-226533	0	0	0	48840	10	-226533
Piano F1	LU 2	50156	1062	-226580	0	0	0	50156	1062	-226580
Piano F1	LU 3	50140	-1048	-226606	0	0	0	50140	-1048	-226606
Piano F1	LU 4	51456	4	-226653	0	0	0	51456	4	-226653
Piano F1	LU 5	68447	8	-316774	0	0	0	68447	8	-316774
Piano F1	LU 6	69764	1060	-316820	0	0	0	69764	1060	-316820
Piano F1	LU 7	69747	-1050	-316847	0	0	0	69747	-1050	-316847
Piano F1	LU 8	71063	2	-316893	0	0	0	71063	2	-316893
Piano F1	RA 1	49745	3	-226239	0	0	0	49745	3	-226239
Piano F1	FR 1	49745	3	-226239	0	0	0	49745	3	-226239
Piano F1	QP 1	49019	-4	-225601	0	0	0	49019	-4	-225601
Piano F1	QP 2	49180	-2	-225743	0	0	0	49180	-2	-225743
Piano F1	PT 1	48147	-2	-225561	0	0	0	48147	-2	-225561
Piano F1	PT 2	49024	700	-225592	0	0	0	49024	700	-225592
Piano F1	PT 3	49013	-707	-225610	0	0	0	49013	-707	-225610
Piano F1	PT 4	49891	-6	-225641	0	0	0	49891	-6	-225641
Piano F1	PT 5	48953	6	-226270	0	0	0	48953	6	-226270
Piano F1	PT 6	49831	707	-226301	0	0	0	49831	707	-226301
Piano F1	PT 7	49820	-700	-226318	0	0	0	49820	-700	-226318
Piano F1	PT 8	50697	2	-226349	0	0	0	50697	2	-226349
Fondazione	Perm.	64212	320	-2792557	0	0	0	64212	320	-2792557
Fondazione	Variabile F	9584	48	-55631	0	0	0	9584	48	-55631
Fondazione	Sis X	5848	0	0	0	0	0	5848	0	0
Fondazione	Sis Y	0	5848	0	0	0	0	0	5848	0
Fondazione	LU 1	68857	387	-2870441	0	0	0	68857	387	-2870441
Fondazione	LU 2	77629	-8385	-2870441	0	0	0	77629	-8385	-2870441
Fondazione	LU 3	77629	9159	-2870441	0	0	0	77629	9159	-2870441
Fondazione	LU 4	86401	387	-2870441	0	0	0	86401	387	-2870441
Fondazione	LU 5	94542	515	-3987463	0	0	0	94542	515	-3987463
Fondazione	LU 6	103314	-8257	-3987463	0	0	0	103314	-8257	-3987463
Fondazione	LU 7	103314	9287	-3987463	0	0	0	103314	9287	-3987463
Fondazione	LU 8	112086	515	-3987463	0	0	0	112086	515	-3987463
Fondazione	RA 1	72837	363	-2842625	0	0	0	72837	363	-2842625
Fondazione	FR 1	72837	363	-2842625	0	0	0	72837	363	-2842625
Fondazione	QP 1	64212	320	-2792557	0	0	0	64212	320	-2792557
Fondazione	QP 2	66129	330	-2803683	0	0	0	66129	330	-2803683
Fondazione	PT 1	58364	320	-2792557	0	0	0	58364	320	-2792557
Fondazione	PT 2	64212	-5528	-2792557	0	0	0	64212	-5528	-2792557
Fondazione	PT 3	64212	6168	-2792557	0	0	0	64212	6168	-2792557
Fondazione	PT 4	70060	320	-2792557	0	0	0	70060	320	-2792557
Fondazione	PT 5	67948	368	-2848188	0	0	0	67948	368	-2848188
Fondazione	PT 6	73796	-5480	-2848188	0	0	0	73796	-5480	-2848188
Fondazione	PT 7	73796	6216	-2848188	0	0	0	73796	6216	-2848188
Fondazione	PT 8	79644	368	-2848188	0	0	0	79644	368	-2848188
Piano 1	Perm.	5455	1916	-315226	0	0	0	5455	1916	-315226
Piano 1	Variabile F	814	286	-55631	0	0	0	814	286	-55631
Piano 1	Sis X	5848	0	0	0	0	0	5848	0	0
Piano 1	Sis Y	0	5848	0	0	0	0	0	5848	0
Piano 1	LU 1	-2177	2316	-393109	0	0	0	-2177	2316	-393109
Piano 1	LU 2	6595	-6456	-393109	0	0	0	6595	-6456	-393109
Piano 1	LU 3	6595	11089	-393109	0	0	0	6595	11089	-393109
Piano 1	LU 4	15367	2316	-393109	0	0	0	15367	2316	-393109
Piano 1	LU 5	5	3083	-519200	0	0	0	5	3083	-519200
Piano 1	LU 6	8777	-5690	-519200	0	0	0	8777	-5690	-519200
Piano 1	LU 7	8777	11855	-519200	0	0	0	8777	11855	-519200
Piano 1	LU 8	17549	3083	-519200	0	0	0	17549	3083	-519200
Piano 1	RA 1	6188	2173	-365294	0	0	0	6188	2173	-365294
Piano 1	FR 1	6188	2173	-365294	0	0	0	6188	2173	-365294
Piano 1	QP 1	5455	1916	-315226	0	0	0	5455	1916	-315226
Piano 1	QP 2	5618	1973	-326352	0	0	0	5618	1973	-326352
Piano 1	PT 1	-393	1916	-315226	0	0	0	-393	1916	-315226
Piano 1	PT 2	5455	-3932	-315226	0	0	0	5455	-3932	-315226
Piano 1	PT 3	5455	7764	-315226	0	0	0	5455	7764	-315226
Piano 1	PT 4	11303	1916	-315226	0	0	0	11303	1916	-315226

Livello Nome	Cont. n.br.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Piano 1	PT 5	421	2202	-370857	0	0	0	421	2202	-370857
Piano 1	PT 6	6269	-3646	-370857	0	0	0	6269	-3646	-370857
Piano 1	PT 7	6269	8050	-370857	0	0	0	6269	8050	-370857
Piano 1	PT 8	12118	2202	-370857	0	0	0	12118	2202	-370857
Piano 4	Perm.	9187	1318	-301242	0	0	0	9187	1318	-301242
Piano 4	Variabile F	1371	197	-55631	0	0	0	1371	197	-55631
Piano 4	Sis X	5848	0	0	0	0	0	5848	0	0
Piano 4	Sis Y	0	5848	0	0	0	0	0	5848	0
Piano 4	LU 1	2335	1593	-379126	0	0	0	2335	1593	-379126
Piano 4	LU 2	11107	-7179	-379126	0	0	0	11107	-7179	-379126
Piano 4	LU 3	11107	10365	-379126	0	0	0	11107	10365	-379126
Piano 4	LU 4	19879	1593	-379126	0	0	0	19879	1593	-379126
Piano 4	LU 5	6009	2120	-499623	0	0	0	6009	2120	-499623
Piano 4	LU 6	14782	-6652	-499623	0	0	0	14782	-6652	-499623
Piano 4	LU 7	14782	10893	-499623	0	0	0	14782	10893	-499623
Piano 4	LU 8	23554	2120	-499623	0	0	0	23554	2120	-499623
Piano 4	RA 1	10421	1495	-351310	0	0	0	10421	1495	-351310
Piano 4	FR 1	10421	1495	-351310	0	0	0	10421	1495	-351310
Piano 4	QP 1	9187	1318	-301242	0	0	0	9187	1318	-301242
Piano 4	QP 2	9461	1357	-312368	0	0	0	9461	1357	-312368
Piano 4	PT 1	3339	1318	-301242	0	0	0	3339	1318	-301242
Piano 4	PT 2	9187	-4530	-301242	0	0	0	9187	-4530	-301242
Piano 4	PT 3	9187	7166	-301242	0	0	0	9187	7166	-301242
Piano 4	PT 4	15035	1318	-301242	0	0	0	15035	1318	-301242
Piano 4	PT 5	4710	1515	-356873	0	0	0	4710	1515	-356873
Piano 4	PT 6	10558	-4334	-356873	0	0	0	10558	-4334	-356873
Piano 4	PT 7	10558	7363	-356873	0	0	0	10558	7363	-356873
Piano 4	PT 8	16406	1515	-356873	0	0	0	16406	1515	-356873

7.5.4. Equilibrio forze

Contributo: Nome attribuito al sistema risultante.

Fx: Componente X di traslazione del sistema risultante. [daN]

Fy: Componente Y di traslazione del sistema risultante. [daN]

Fz: Componente Z di traslazione del sistema risultante. [daN]

Mx: Componente di momento attorno l'asse X del sistema risultante. [daN*cm]

My: Componente di momento attorno l'asse Y del sistema risultante. [daN*cm]

Mz: Componente di momento attorno l'asse Z del sistema risultante. [daN*cm]

Bilancio in condizione di carico: Permanenti

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	90027.973	902.534	-3010750.742	-752018092	4850368823	-22178480
Reazioni	-90027.973	-902.534	3010750.742	752018092	-4850368823	22178480
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Variabile F

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	13437.011	134.707	-55631.187	-13925820	7693939	-3310221
Reazioni	-13437.011	-134.707	55631.187	13925820	-7693939	3310221
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma X

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	5848.14	0	0	0	1437045	-1428768
Reazioni	-5848.14	0	0	0	-1437045	1428768
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma Y

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	5848.14	0	-1437045	0	1661660
Reazioni	0	-5848.14	0	1437045	0	-1661660
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

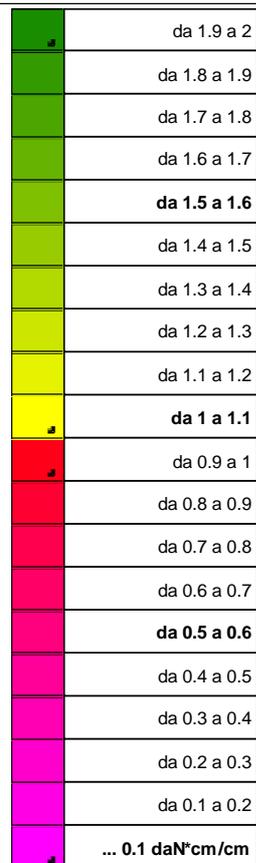
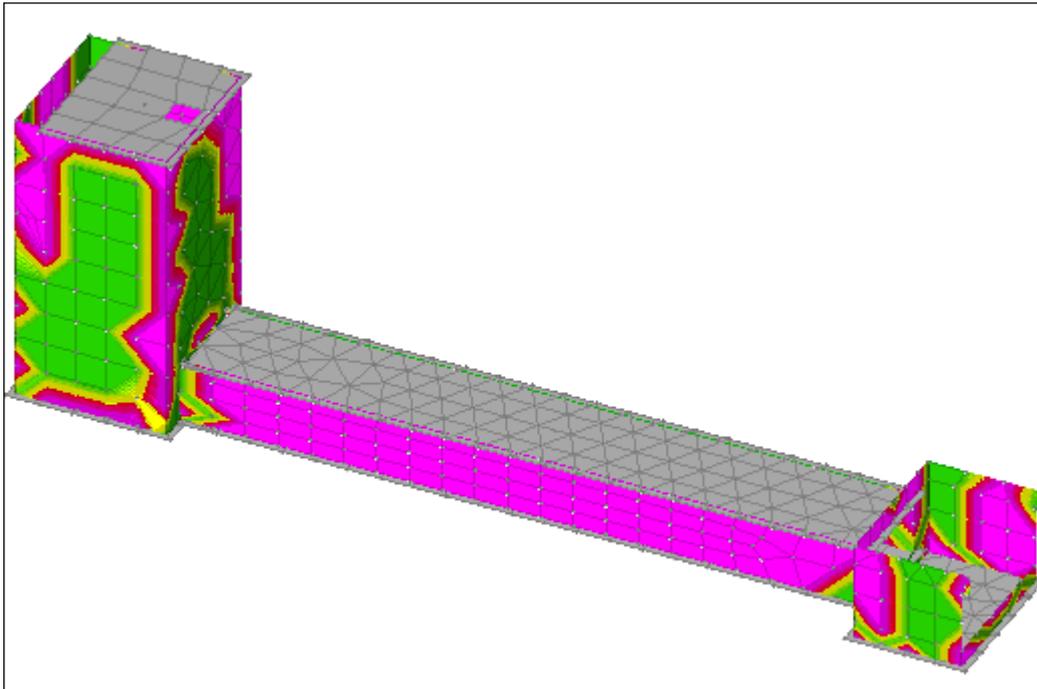


Figura 2: Sollecitazioni gusci Moo in SLU 1 – Sollecitazioni pareti in SLU

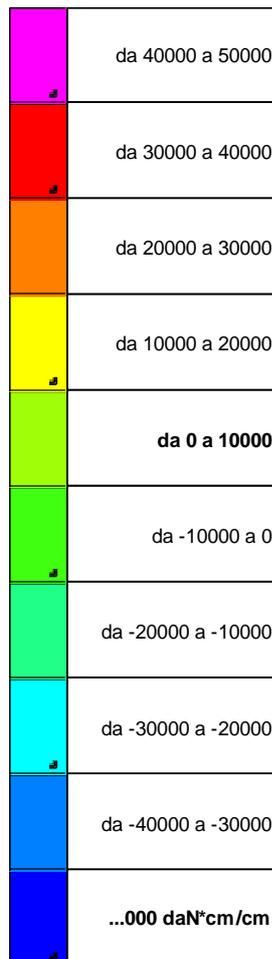
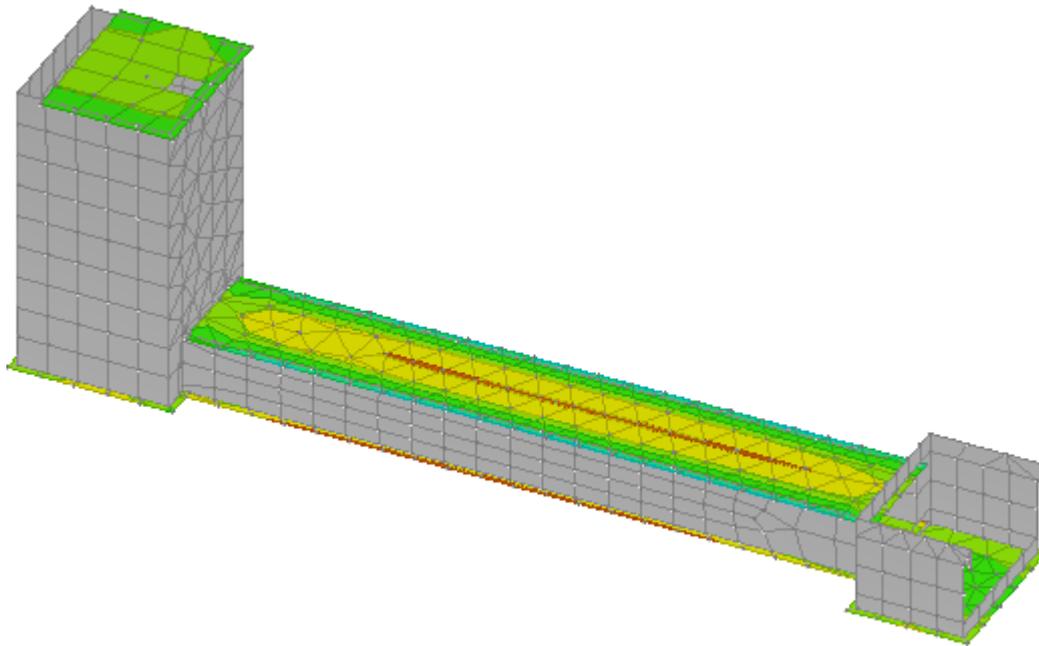


Figura 3: Sollecitazioni gusci Myy in SLU 1 – Sollecitazioni elementi orizzontali in SLU

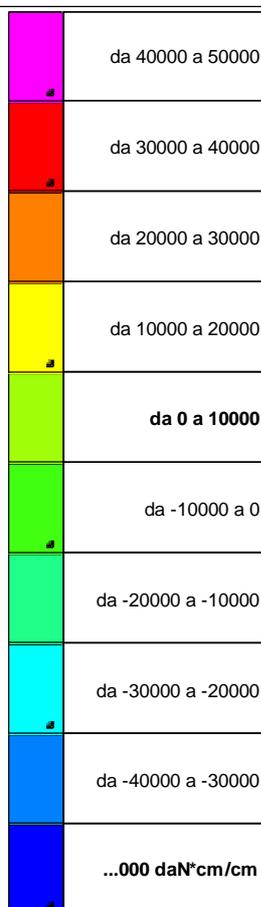
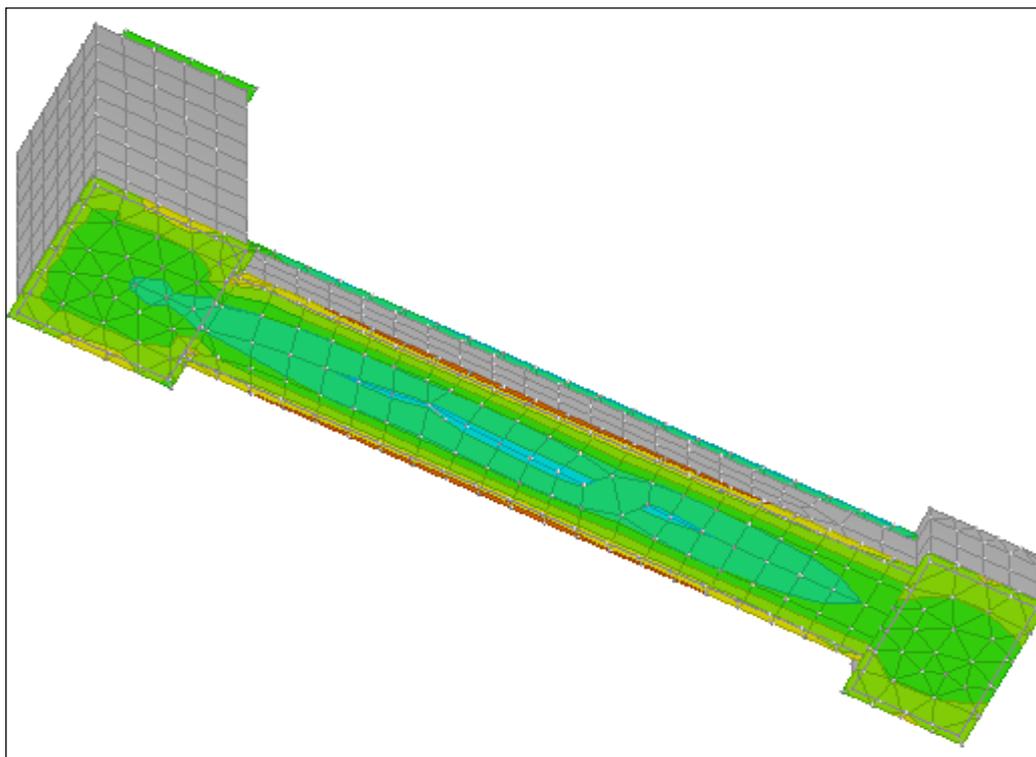


Figura 4: Sollecitazioni gusci Myy in SLU 1 – Sollecitazioni elemento orizzontali in SLU

7.6. Verifiche

7.6.1. Verifiche piastre e pareti C.A.

nod.: nodo SAP

sez.: tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)

B: base della sezione

H: altezza della sezione

Af+: area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre)

Af-: area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre)

c+: copriferro dal lato B (inferiore per le piastre)

c-: copriferro dal lato A (superiore per le piastre)

sc: tensione sul calcestruzzo in esercizio

comb: combinazione di carico

c.s.: coefficiente di sicurezza

N: sforzo normale di calcolo

M: momento flettente di calcolo

Mu: momento flettente ultimo

Nu: sforzo normale ultimo

sf: tensione sull'acciaio in esercizio

Wk: apertura caratteristica delle fessure

Sm: distanza media fra le fessure

st: sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate

fck: resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo

fcd: resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo

fctd: resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo

b0: spessore della parete

Hcr: altezza critica

q.Hcr: *quota della sezione alla altezza critica

hw: altezza della parete

bw: lunghezza della parete

hs: altezza dell'interpiano

Mxd: momento di progetto all'asse x

Myd: momento di progetto all'asse y

Nsd: sforzo normale di progetto

Vrd2: resistenza a taglio dovuta alle bielle di calcestruzzo

roh: rapporto tra aarea della sezione orizzontale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo

rov: rapporto tra aarea della sezione verticale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo

Vrd3: resistenza a taglio della sezione con armature

Vdd: contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali

Vfd: contributo della resistenza per attrito

Vrds: valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

csi: altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione

Somma(Asj)- Ai: somma delle aree delle barre verticali che attraversano la superficie di scorrimento

Ngrav.: sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali

NReale.: sforzo normale derivante dall'analisi

Ngrav.: sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali

n.p.: numero di piani

l: luce della trave di collegamento

h: altezza della trave di collegamento

Asi: area complessiva della armatura a X

Coperchio pozzettone

Valori in daN, cm

C32/40: rck 400

fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
794	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	1.103	6	0	-917702	0	1012512
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	71.529	7	0	-14354	0	1026751
826	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	1.606	8	0	630535	0	-1012512
	v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	27.410	7	0	-86485	0	2370528
840	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	0.950	7	0	-1066321	0	1012512 ***
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	13.292	5	0	-77249	0	1026751

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
794	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	-56.6	1 ra	0.00E00	-6.22E05	2657.5	1 ra	0.00E00	-6.22E05	0.26	0.0
212.2	1 ra																
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-0.7	1 ra	0.00E00	-9.01E03	36.9	1 ra	0.00E00	-9.01E03	0.00	0.4

0.0 1 ra	826	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	-39.1	1 ra	0.00E00	4.29E05	1834.4	1 ra	0.00E00	4.29E05	0.00	19.7
0.0 1 ra		v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	-2.3	1 ra	0.00E00	-5.84E04	103.2	1 ra	0.00E00	-5.84E04	0.00	1.3
0.0 1 ra	840	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	-65.7	1 ra	0.00E00	-7.22E05	3084.4	1 ra	0.00E00	-7.22E05	0.36	0.0
212.2 1 ra		v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-4.2	1 ra	0.00E00	-5.02E04	205.9	1 ra	0.00E00	-5.02E04	0.00	2.3

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
794	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	-56.6	1 fr	0.00E00	-6.22E05	2657.5	1 fr	0.00E00	-6.22E05	0.26	0.0	
212.2 1 fr		v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-0.7	1 fr	0.00E00	-9.01E03	36.9	1 fr	0.00E00	-9.01E03	0.00	0.4
0.0 1 fr	826	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	-39.1	1 fr	0.00E00	4.29E05	1834.4	1 fr	0.00E00	4.29E05	0.00	19.7
0.0 1 fr		v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	-2.3	1 fr	0.00E00	-5.84E04	103.2	1 fr	0.00E00	-5.84E04	0.00	1.3
0.0 1 fr	840	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	-65.7	1 fr	0.00E00	-7.22E05	3084.4	1 fr	0.00E00	-7.22E05	0.36	0.0
212.2 1 fr		v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-4.2	1 fr	0.00E00	-5.02E04	205.9	1 fr	0.00E00	-5.02E04	0.00	2.3

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
794	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	-38.0	2 q.	0.00E00	-4.18E05	1786.4	2 q.	0.00E00	-4.18E05	0.00	19.2	
0.0 2 q.		v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-0.8	1 q.	0.00E00	-9.72E03	39.8	1 q.	0.00E00	-9.72E03	0.00	0.4
0.0 1 q.	826	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	-25.8	2 q.	0.00E00	2.84E05	1214.2	2 q.	0.00E00	2.84E05	0.00	13.1
0.0 1 q.		v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	-1.5	2 q.	0.00E00	-3.89E04	68.8	2 q.	0.00E00	-3.89E04	0.00	0.9
0.0 2 q.	840	o	50	50	6.0	6.0	7.4	7.4	-44.5	2 q.	0.00E00	-4.90E05	2092.1	2 q.	0.00E00	-4.90E05	0.00	22.5
0.0 2 q.		v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-3.1	2 q.	0.00E00	-3.76E04	154.3	2 q.	0.00E00	-3.76E04	0.00	1.7

Copertura canale

Valori in daN, cm
C32/40: rck 400
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	
621	o	100	50	23.1	23.1	4.7	4.7	1.232	7	0	-3136907	0	3865200
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	1.065	7	0	-1016402	0	1082305
623	o	100	50	22.8	22.8	4.7	4.7	1.106	7	0	-3452054	0	3817788
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	1.082	7	0	-1000207	0	1082305
624	o	100	50	22.8	22.8	4.7	4.7	1.099	7	0	-3473055	0	3817788
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	1.094	7	0	-989366	0	1082305
639	o	50	50	11.4	11.4	4.7	4.7	1.426	7	0	-1338871	0	1908894
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	9.354	7	0	-115700	0	1082305

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
621	o	100	50	23.1	23.1	4.7	4.7	-62.7	1 ra	0.00E00	-2.22E06	2354.1	1 ra	0.00E00	-2.22E06	0.32	0.0	
200.5 1 ra		v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-50.9	1 ra	0.00E00	-7.24E05	2733.2	1 ra	0.00E00	-7.24E05	0.22	0.0
152.0 1 ra	623	o	100	50	22.8	22.8	4.7	4.7	-69.5	1 ra	0.00E00	-2.45E06	2622.6	1 ra	0.00E00	-2.45E06	0.53	0.0
283.5 1 ra		v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-50.1	1 ra	0.00E00	-7.11E05	2687.3	1 ra	0.00E00	-7.11E05	0.22	0.0
152.0 1 ra	624	o	100	50	22.8	22.8	4.7	4.7	-69.9	1 ra	0.00E00	-2.46E06	2638.7	1 ra	0.00E00	-2.46E06	0.53	0.0
283.4 1 ra		v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-49.5	1 ra	0.00E00	-7.04E05	2658.5	1 ra	0.00E00	-7.04E05	0.21	0.0
152.0 1 ra	639	o	50	50	11.4	11.4	4.7	4.7	-53.7	1 ra	0.00E00	-9.46E05	2028.1	1 ra	0.00E00	-9.46E05	0.21	0.0
163.2 1 ra		v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-5.7	1 ra	0.00E00	-8.06E04	304.3	1 ra	0.00E00	-8.06E04	0.00	3.6

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
---------	---	---	-----	-----	----	----	----	---	---	---	----	---	---	---	---------	----

Sm (mm)	c	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
621	o	100	50	23.1	23.1	4.7	4.7	-62.7	1	fr	0.00E00	-2.22E06	2354.1	1	fr	0.00E00	-2.22E06	0.32	0.0
200.5	1	fr																	
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-50.9	1	fr	0.00E00	-7.24E05	2733.2	1	fr	0.00E00	-7.24E05	0.22	0.0
152.0	1	fr																	
623	o	100	50	22.8	22.8	4.7	4.7	-69.5	1	fr	0.00E00	-2.45E06	2622.6	1	fr	0.00E00	-2.45E06	0.53	0.0
283.5	1	fr																	
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-50.1	1	fr	0.00E00	-7.11E05	2687.3	1	fr	0.00E00	-7.11E05	0.22	0.0
152.0	1	fr																	
624	o	100	50	22.8	22.8	4.7	4.7	-69.9	1	fr	0.00E00	-2.46E06	2638.7	1	fr	0.00E00	-2.46E06	0.53	0.0
283.4	1	fr																	
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-49.5	1	fr	0.00E00	-7.04E05	2658.5	1	fr	0.00E00	-7.04E05	0.21	0.0
152.0	1	fr																	
639	o	50	50	11.4	11.4	4.7	4.7	-53.7	1	fr	0.00E00	-9.46E05	2028.1	1	fr	0.00E00	-9.46E05	0.21	0.0
163.2	1	fr																	
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-5.7	1	fr	0.00E00	-8.06E04	304.3	1	fr	0.00E00	-8.06E04	0.00	3.6
0.0	1	fr																	

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st			
Sm (mm)	c																		
621	o	100	50	23.1	23.1	4.7	4.7	-62.5	2	q.	0.00E00	-2.22E06	2345.9	2	q.	0.00E00	-2.22E06	0.32	0.0
200.5	2	q.																	
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-48.5	2	q.	0.00E00	-6.89E05	2600.9	2	q.	0.00E00	-6.89E05	0.20	0.0
152.0	2	q.																	
623	o	100	50	22.8	22.8	4.7	4.7	-69.2	2	q.	0.00E00	-2.44E06	2613.6	2	q.	0.00E00	-2.44E06	0.52	0.0
283.5	2	q.																	
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-49.9	2	q.	0.00E00	-7.09E05	2677.7	2	q.	0.00E00	-7.09E05	0.22	0.0
152.0	2	q.																	
624	o	100	50	22.8	22.8	4.7	4.7	-69.6	2	q.	0.00E00	-2.45E06	2629.4	2	q.	0.00E00	-2.45E06	0.53	0.0
283.4	2	q.																	
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-49.4	2	q.	0.00E00	-7.02E05	2650.0	2	q.	0.00E00	-7.02E05	0.21	0.0
152.0	2	q.																	
639	o	50	50	11.4	11.4	4.7	4.7	-53.5	2	q.	0.00E00	-9.43E05	2020.8	2	q.	0.00E00	-9.43E05	0.21	0.0
163.2	2	q.																	
	v	50	50	6.0	6.0	2.8	2.8	-5.2	2	q.	0.00E00	-7.43E04	280.8	2	q.	0.00E00	-7.43E04	0.00	3.3
0.0	2	q.																	

Fondazione pozzetto

Valori in daN, cm
 C32/40: rck 400
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	
4	o	100	50	14.1	14.1	7.4	7.4	1.254	6	0	1855141	0	-2326835
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	4.326	6	0	237372	0	-1026751
51	o	100	50	14.1	14.1	7.4	7.4	1.215	7	0	1915438	0	-2326835
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	4.289	7	0	239416	0	-1026751

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st			
Sm (mm)	c																		
4	o	100	50	14.1	14.1	7.4	7.4	-55.6	1	ra	0.00E00	1.31E06	2421.4	1	ra	0.00E00	1.31E06	0.38	0.0
320.6	1	ra																	
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-13.8	1	ra	0.00E00	1.66E05	679.4	1	ra	0.00E00	1.66E05	0.00	7.6
0.0	1	ra																	
51	o	100	50	14.1	14.1	7.4	7.4	-57.4	1	ra	0.00E00	1.36E06	2503.0	1	ra	0.00E00	1.36E06	0.41	0.0
320.6	1	ra																	
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-13.9	1	ra	0.00E00	1.67E05	685.9	1	ra	0.00E00	1.67E05	0.00	7.6
0.0	1	ra																	

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st			
Sm (mm)	c																		
4	o	100	50	14.1	14.1	7.4	7.4	-55.6	1	fr	0.00E00	1.31E06	2421.4	1	fr	0.00E00	1.31E06	0.38	0.0
320.6	1	fr																	
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-13.8	1	fr	0.00E00	1.66E05	679.4	1	fr	0.00E00	1.66E05	0.00	7.6
0.0	1	fr																	
51	o	100	50	14.1	14.1	7.4	7.4	-57.4	1	fr	0.00E00	1.36E06	2503.0	1	fr	0.00E00	1.36E06	0.41	0.0
320.6	1	fr																	
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-13.9	1	fr	0.00E00	1.67E05	685.9	1	fr	0.00E00	1.67E05	0.00	7.6
0.0	1	fr																	

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st			
Sm (mm)	c																		
4	o	100	50	14.1	14.1	7.4	7.4	-52.9	2	q.	0.00E00	1.25E06	2306.2	2	q.	0.00E00	1.25E06	0.34	0.0
320.6	2	q.																	
	v	50	50	6.0	6.0	5.8	5.8	-12.7	2	q.	0.00E00	1.52E05	623.7	2	q.	0.00E00	1.52E05	0.00	6.9

0.0 2 q.
 51 o 100 50 14.1 14.1 7.4 7.4 -55.1 2 q. 0.00E00 1.30E06 2400.2 2 q. 0.00E00 1.30E06 0.38 0.0
 320.6 2 q.
 v 50 50 6.0 6.0 5.8 5.8 -12.7 2 q. 0.00E00 1.53E05 627.5 2 q. 0.00E00 1.53E05 0.00 7.0
 0.0 2 q.

Verifiche geotecniche

Dati geometrici dell'impronta di calcolo
 Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente
 Coordinata X del centro impronta: 3220
 Coordinata Y del centro impronta: 250
 Coordinata Z del centro impronta: -900
 Lato minore B dell'impronta: 440
 Lato maggiore L dell'impronta: 600
 Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 264000

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Caso sismico

Combinazione con fattore di sicurezza minore: Pressioni sul terreno 8
 Forza risultante agente in direzione x: 57995.76
 Forza risultante agente in direzione y: 1.61
 Forza risultante agente in direzione z: -259349.46
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 12.61
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0
 Angolo di attrito di progetto (deg): 30
 Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 57995.76
 Resistenza di progetto: 115181.14
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 1.99

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Caso sismico

Combinazione con fattore di sicurezza minore: Pressioni sul terreno 7
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -259318.47
 Resistenza di progetto: 217217.89
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato kp min (Rd/Ed): 0.84***

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 57118.36
 Forza risultante agente in direzione y: -699.73
 Forza risultante agente in direzione z: -259318.47
 Momento agente in direzione x: -788044.39
 Momento agente in direzione y: -8657045.54
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 12.42
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): -0.15
 Eccentricità del carico in direzione x: -33.38
 Eccentricità del carico in direzione y: -3.04
 Impronta al suolo (BxL): 440 x 600
 Larghezza efficace (B'=B-2*e): 373.23
 Lunghezza efficace (L'=L-2*e): 593.92
 Peso specifico di progetto del suolo : 0.0018
 Angolo di attrito di progetto (deg): 30

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
30.14	1.38	1.00	0.65	1.00	1.00	1.00	Coesione
18.40	1.36	1.00	0.67	1.00	1.00	1.00	Sovraccarico
22.40	0.75	1.00	0.52	1.00	1.00	1.00	Attrito

Fondazione pozzettone

Valori in daN, cm
 C32/40: rck 400
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
102	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	2.201	7	0	833949	0	-1835887
	v	100	50	27.1	27.1	7.5	7.5	1.084	8	0	3871331	0	-4197658
127	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	1.899	8	0	966538	0	-1835887
	v	100	50	26.1	26.1	7.3	7.3	0.936	8	0	4350629	0	-4073688 ***
222	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	1.419	8	0	1293920	0	-1835887
	v	100	50	26.1	26.1	7.3	7.3	1.146	8	0	3555657	0	-4073688
292	o	100	50	26.1	26.1	8.9	8.9	1.324	5	0	2977977	0	-3943376
	v	50	50	12.1	12.1	7.4	7.4	4.593	7	0	411406	0	-1889473

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M Wk (mm)	st
-----	-----	---	---	-----	-----	----	----	----	---	---	---	----	---	---	-----------	----

Sm (mm)	c																		
102	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	-42.5	1	ra	0.00E00	5.90E05	1432.0	1	ra	0.00E00	5.90E05	0.00	26.4
0.0	1	ra																	
	v	100	50	27.1	27.1	7.5	7.5	-83.0	1	ra	0.00E00	2.69E06	2795.1	1	ra	0.00E00	2.69E06	0.22	0.0
107.2	1	ra																	
127	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	-49.0	1	ra	0.00E00	6.81E05	1652.4	1	ra	0.00E00	6.81E05	0.07	0.0
90.1	1	ra																	
	v	100	50	26.1	26.1	7.3	7.3	-94.1	1	ra	0.00E00	3.04E06	3225.3	1	ra	0.00E00	3.04E06	0.50	0.0
208.7	1	ra	***																
222	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	-65.4	1	ra	0.00E00	9.09E05	2205.2	1	ra	0.00E00	9.09E05	0.13	0.0
90.1	1	ra																	
	v	100	50	26.1	26.1	7.3	7.3	-76.7	1	ra	0.00E00	2.47E06	2629.3	1	ra	0.00E00	2.47E06	0.39	0.0
208.7	1	ra																	
292	o	100	50	26.1	26.1	8.9	8.9	-71.3	1	ra	0.00E00	2.08E06	2316.8	1	ra	0.00E00	2.08E06	0.33	0.0
209.3	1	ra																	
	v	50	50	12.1	12.1	7.4	7.4	-18.4	1	ra	0.00E00	2.83E05	653.8	1	ra	0.00E00	2.83E05	0.00	12.5
0.0	1	ra																	

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
Sm (mm)	c																		
102	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	-42.5	1	fr	0.00E00	5.90E05	1432.0	1	fr	0.00E00	5.90E05	0.00	26.4
0.0	1	fr																	
	v	100	50	27.1	27.1	7.5	7.5	-83.0	1	fr	0.00E00	2.69E06	2795.1	1	fr	0.00E00	2.69E06	0.22	0.0
107.2	1	fr																	
127	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	-49.0	1	fr	0.00E00	6.81E05	1652.4	1	fr	0.00E00	6.81E05	0.07	0.0
90.1	1	fr																	
	v	100	50	26.1	26.1	7.3	7.3	-94.1	1	fr	0.00E00	3.04E06	3225.3	1	fr	0.00E00	3.04E06	0.50	0.0
208.7	1	fr																	
222	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	-65.4	1	fr	0.00E00	9.09E05	2205.2	1	fr	0.00E00	9.09E05	0.13	0.0
90.1	1	fr																	
	v	100	50	26.1	26.1	7.3	7.3	-76.7	1	fr	0.00E00	2.47E06	2629.3	1	fr	0.00E00	2.47E06	0.39	0.0
208.7	1	fr																	
292	o	100	50	26.1	26.1	8.9	8.9	-71.3	1	fr	0.00E00	2.08E06	2316.8	1	fr	0.00E00	2.08E06	0.33	0.0
209.3	1	fr																	
	v	50	50	12.1	12.1	7.4	7.4	-18.4	1	fr	0.00E00	2.83E05	653.8	1	fr	0.00E00	2.83E05	0.00	12.5
0.0	1	fr																	

Combinazione quasi permanente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
Sm (mm)	c																		
102	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	-40.8	2	q.	0.00E00	5.67E05	1376.4	2	q.	0.00E00	5.67E05	0.00	25.3
0.0	1	q.																	
	v	100	50	27.1	27.1	7.5	7.5	-79.6	2	q.	0.00E00	2.59E06	2683.4	2	q.	0.00E00	2.59E06	0.21	0.0
107.2	2	q.																	
127	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	-47.1	2	q.	0.00E00	6.55E05	1588.5	2	q.	0.00E00	6.55E05	0.07	0.0
90.1	2	q.																	
	v	100	50	26.1	26.1	7.3	7.3	-90.2	2	q.	0.00E00	2.91E06	3090.4	2	q.	0.00E00	2.91E06	0.48	0.0
208.7	2	q.																	
222	o	50	50	12.1	12.1	9.0	9.0	-63.2	2	q.	0.00E00	8.78E05	2130.5	2	q.	0.00E00	8.78E05	0.12	0.0
90.1	2	q.																	
	v	100	50	26.1	26.1	7.3	7.3	-73.5	2	q.	0.00E00	2.37E06	2520.8	2	q.	0.00E00	2.37E06	0.37	0.0
208.7	2	q.																	
292	o	100	50	26.1	26.1	8.9	8.9	-66.8	2	q.	0.00E00	1.95E06	2171.7	2	q.	0.00E00	1.95E06	0.30	0.0
209.3	2	q.																	
	v	50	50	12.1	12.1	7.4	7.4	-17.1	2	q.	0.00E00	2.62E05	606.4	2	q.	0.00E00	2.62E05	0.00	11.6
0.0	2	q.																	

Verifiche geotecniche

Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Coordinata X del centro impronta: 250

Coordinata Y del centro impronta: 250

Coordinata Z del centro impronta: -840

Lato minore B dell'impronta: 600

Lato maggiore L dell'impronta: 600

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 360000

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Caso sismico

Combinazione con fattore di sicurezza minore: Pressioni sul terreno 3

Forza risultante agente in direzione x: -9753.37

Forza risultante agente in direzione y: 4584.46

Forza risultante agente in direzione z: -501113.07

Inclinazione del carico in direzione x (deg): -1.12

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0.52

Angolo di attrito di progetto (deg): 30

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 10777.08

Resistenza di progetto: 222552.13

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 20.65

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Caso sismico

Combinazione con fattore di sicurezza minore: Pressioni sul terreno 7
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -542180.34
 Resistenza di progetto: 710313.19
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato $k_p \min (R_d/E_d)$: 1.31

Parametri utilizzati nel calcolo:
 Forza risultante agente in direzione x: -5758.32
 Forza risultante agente in direzione y: 4677.38
 Forza risultante agente in direzione z: -542180.34
 Momento agente in direzione x: -3405730.98
 Momento agente in direzione y: 15227546.67
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): -0.61
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0.49
 Eccentricità del carico in direzione x: 28.09
 Eccentricità del carico in direzione y: -6.28
 Impronta al suolo (BxL): 600 x 600
 Larghezza efficace ($B'=B-2*e$): 543.83
 Lunghezza efficace ($L'=L-2*e$): 587.44
 Peso specifico di progetto del suolo : 0.0018
 Angolo di attrito di progetto (deg): 30

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
30.14	1.57	1.00	0.98	1.00	1.00	1.00	Coesione
18.40	1.53	1.00	0.98	1.00	1.00	1.00	Sovraccarico
22.40	0.63	1.00	0.97	1.00	1.00	1.00	Attrito

Fondo tubazione

Valori in daN, cm
 C32/40: rck 400
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
256	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	1.034	8	0	3454360	0	-3571772
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	6.585	7	0	-179999	0	1185264
257	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	0.968	8	0	3691081	0	-3571772 ***
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	4.092	7	0	-289637	0	1185264
258	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	0.947	8	0	3771983	0	-3571772 ***
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	3.842	7	0	-308467	0	1185264
259	o	100	50	24.2	24.2	7.7	7.7	0.979	8	0	3846589	0	-3764795 ***
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	3.467	7	0	-341885	0	1185264
260	o	100	50	26.2	26.2	7.7	7.7	1.047	8	0	3859085	0	-4039314
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	3.217	7	0	-368412	0	1185264
265	o	100	50	26.6	26.6	7.7	7.7	1.042	8	0	3934604	0	-4101461
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	3.007	7	0	-394130	0	1185264
276	o	50	50	13.3	13.3	7.7	7.7	1.361	6	0	1506504	0	-2050730
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	8.988	7	0	-131872	0	1185264

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
256	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	-83.6	1 ra	0.00E00	2.44E06	2863.7	1 ra	0.00E00	2.44E06	0.70	0.0
345.1	1 ra																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-9.7	1 ra	0.00E00	-1.26E05	444.1	1 ra	0.00E00	-1.26E05	0.00	5.7
0.0	1 ra																
257	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	-89.4	1 ra	0.00E00	2.61E06	3062.4	1 ra	0.00E00	2.61E06	0.77	0.0
345.2	1 ra																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-15.7	1 ra	0.00E00	-2.04E05	718.8	1 ra	0.00E00	-2.04E05	0.00	9.2
0.0	1 ra																
258	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	-91.4	1 ra	0.00E00	2.67E06	3132.4	1 ra	0.00E00	2.67E06	0.79	0.0
345.0	1 ra																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-16.8	1 ra	0.00E00	-2.17E05	766.9	1 ra	0.00E00	-2.17E05	0.00	9.8
0.0	1 ra																
259	o	100	50	24.2	24.2	7.7	7.7	-90.7	1 ra	0.00E00	2.73E06	3023.0	1 ra	0.00E00	2.73E06	0.39	0.0
175.8	1 ra																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-18.6	1 ra	0.00E00	-2.41E05	852.6	1 ra	0.00E00	-2.41E05	0.00	10.9
0.0	1 ra																
260	o	100	50	26.2	26.2	7.7	7.7	-87.6	1 ra	0.00E00	2.74E06	2816.3	1 ra	0.00E00	2.74E06	0.36	0.0
173.7	1 ra																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-20.1	1 ra	0.00E00	-2.61E05	920.6	1 ra	0.00E00	-2.61E05	0.00	11.8
0.0	1 ra																
265	o	100	50	26.6	26.6	7.7	7.7	-89.0	1 ra	0.00E00	2.80E06	2836.9	1 ra	0.00E00	2.80E06	0.52	0.0
247.3	1 ra																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-21.6	1 ra	0.00E00	-2.80E05	989.1	1 ra	0.00E00	-2.80E05	0.00	12.7

0.0 1 ra	276	o	50	50	13.3	13.3	7.7	7.7	-68.0	1 ra	0.00E00	1.07E06	2169.3	1 ra	0.00E00	1.07E06	0.30	0.0
206.0 1 ra		v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-7.1	1 ra	0.00E00	-9.19E04	324.5	1 ra	0.00E00	-9.19E04	0.00	4.2
0.0 1 ra																		

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	
Sm (mm)																	
256	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	-83.6	1 fr	0.00E00	2.44E06	2863.7	1 fr	0.00E00	2.44E06	0.70	0.0
345.1	1 fr																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-9.7	1 fr	0.00E00	-1.26E05	444.1	1 fr	0.00E00	-1.26E05	0.00	5.7
0.0 1 fr																	
257	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	-89.4	1 fr	0.00E00	2.61E06	3062.4	1 fr	0.00E00	2.61E06	0.77	0.0
345.2	1 fr																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-15.7	1 fr	0.00E00	-2.04E05	718.8	1 fr	0.00E00	-2.04E05	0.00	9.2
0.0 1 fr																	
258	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	-91.4	1 fr	0.00E00	2.67E06	3132.4	1 fr	0.00E00	2.67E06	0.79	0.0
345.0	1 fr																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-16.8	1 fr	0.00E00	-2.17E05	766.9	1 fr	0.00E00	-2.17E05	0.00	9.8
0.0 1 fr																	
259	o	100	50	24.2	24.2	7.7	7.7	-90.7	1 fr	0.00E00	2.73E06	3023.0	1 fr	0.00E00	2.73E06	0.39	0.0
175.8	1 fr																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-18.6	1 fr	0.00E00	-2.41E05	852.6	1 fr	0.00E00	-2.41E05	0.00	10.9
0.0 1 fr																	
260	o	100	50	26.2	26.2	7.7	7.7	-87.6	1 fr	0.00E00	2.74E06	2816.3	1 fr	0.00E00	2.74E06	0.36	0.0
173.7	1 fr																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-20.1	1 fr	0.00E00	-2.61E05	920.6	1 fr	0.00E00	-2.61E05	0.00	11.8
0.0 1 fr																	
265	o	100	50	26.6	26.6	7.7	7.7	-89.0	1 fr	0.00E00	2.80E06	2836.9	1 fr	0.00E00	2.80E06	0.52	0.0
247.3	1 fr																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-21.6	1 fr	0.00E00	-2.80E05	989.1	1 fr	0.00E00	-2.80E05	0.00	12.7
0.0 1 fr																	
276	o	50	50	13.3	13.3	7.7	7.7	-68.0	1 fr	0.00E00	1.07E06	2169.3	1 fr	0.00E00	1.07E06	0.30	0.0
206.0	1 fr																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-7.1	1 fr	0.00E00	-9.19E04	324.5	1 fr	0.00E00	-9.19E04	0.00	4.2
0.0 1 fr																	

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	
Sm (mm)																	
256	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	-81.2	2 q.	0.00E00	2.37E06	2781.3	2 q.	0.00E00	2.37E06	0.68	0.0
345.1	2 q.																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-9.3	2 q.	0.00E00	-1.21E05	427.5	2 q.	0.00E00	-1.21E05	0.00	5.5
0.0 2 q.																	
257	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	-87.3	2 q.	0.00E00	2.55E06	2991.9	2 q.	0.00E00	2.55E06	0.74	0.0
345.2	2 q.																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-15.2	2 q.	0.00E00	-1.97E05	696.5	2 q.	0.00E00	-1.97E05	0.00	8.9
0.0 2 q.																	
258	o	100	50	22.8	22.8	7.7	7.7	-89.7	2 q.	0.00E00	2.62E06	3075.1	2 q.	0.00E00	2.62E06	0.77	0.0
345.0	2 q.																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-16.3	2 q.	0.00E00	-2.11E05	745.3	2 q.	0.00E00	-2.11E05	0.00	9.5
0.0 2 q.																	
259	o	100	50	24.2	24.2	7.7	7.7	-89.4	2 q.	0.00E00	2.69E06	2978.9	2 q.	0.00E00	2.69E06	0.38	0.0
175.8	2 q.																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-18.2	2 q.	0.00E00	-2.36E05	833.2	2 q.	0.00E00	-2.36E05	0.00	10.7
0.0 2 q.																	
260	o	100	50	26.2	26.2	7.7	7.7	-86.6	2 q.	0.00E00	2.71E06	2784.3	2 q.	0.00E00	2.71E06	0.35	0.0
173.7	2 q.																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-19.7	2 q.	0.00E00	-2.56E05	903.2	2 q.	0.00E00	-2.56E05	0.00	11.6
0.0 2 q.																	
265	o	100	50	26.6	26.6	7.7	7.7	-88.6	2 q.	0.00E00	2.79E06	2827.0	2 q.	0.00E00	2.79E06	0.51	0.0
247.3	2 q.																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-21.5	2 q.	0.00E00	-2.79E05	984.2	2 q.	0.00E00	-2.79E05	0.00	12.6
0.0 2 q.																	
276	o	50	50	13.3	13.3	7.7	7.7	-68.8	1 q.	0.00E00	1.08E06	2195.5	1 q.	0.00E00	1.08E06	0.31	0.0
206.0	1 q.																
	v	50	50	7.0	7.0	5.8	5.8	-7.3	1 q.	0.00E00	-9.44E04	333.6	1 q.	0.00E00	-9.44E04	0.00	4.3
0.0 1 q.																	

Verifiche geotecniche

Dati geometrici dell'impronta di calcolo
 Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente
 Coordinata X del centro impronta: 1800
 Coordinata Y del centro impronta: 250
 Coordinata Z del centro impronta: -840
 Lato minore B dell'impronta: 400
 Lato maggiore L dell'impronta: 2500
 Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 1000000

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Caso sismico

Combinazione con fattore di sicurezza minore: Pressioni sul terreno 8
 Forza risultante agente in direzione x: 56127.17
 Forza risultante agente in direzione y: 392.01
 Forza risultante agente in direzione z: -2270290.18
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 1.42
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): 0.01
 Angolo di attrito di progetto (deg): 30
 Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 56128.54
 Resistenza di progetto: 1008271.26
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato ks min (Rd/Ed): 17.96

Verifica di capacità portante sul piano di posa - Caso sismico

Combinazione con fattore di sicurezza minore: Pressioni sul terreno 6
 Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -2264947.71
 Resistenza di progetto: 2383046.44
 Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 3
 Coefficiente di sicurezza normalizzato kp min (Rd/Ed): 1.05

Parametri utilizzati nel calcolo:
 Forza risultante agente in direzione x: 52095.99
 Forza risultante agente in direzione y: -2182.44
 Forza risultante agente in direzione z: -2264947.71
 Momento agente in direzione x: 2573951
 Momento agente in direzione y: -105540071.24
 Inclinazione del carico in direzione x (deg): 0
 Inclinazione del carico in direzione y (deg): -0.06
 Eccentricità del carico in direzione x: -46.6
 Eccentricità del carico in direzione y: 1.14
 Impronta al suolo (BxL): 2500 x 400
 Larghezza efficace (B'=B-2*e): 397.73
 Lunghezza efficace (L'=L-2*e): 2406.81
 Peso specifico di progetto del suolo : 0.0018
 Angolo di attrito di progetto (deg): 30

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
30.14	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Coesione
18.40	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Sovraccarico
22.40	0.93	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Attrito

Paramento pozzetto

Parete fra le coordinate in pianta (3025;550) (3025;-50)
 da quota -900 a quota -490
 Valori in daN, cm
 C32/40: rck 400
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
463	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	8.238	6	8467	-23082	69747	190140
	v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	1.240	6	-42053	-2507354	-52128	3108028
646	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	20.213	7	-6729	201192	-136010	-4066600
	v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	1.421	7	-46906	-2384621	-66667	3389245
655	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	10.008	8	3614	-92598	36165	926687
	v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	1.107	6	-13046	-1802309	-14438	1994505
666	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	11.493	6	465	-136041	5340	1563522
	v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	0.831	7	3173	-1978055	2638	1644301 ***

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
463	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-3.8	1 ra	3.36E02	6.61E04	347.0	1 ra	6.05E03	-1.63E04	0.00	2.1
0.0	1 ra																
	v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	-74.0	1 ra	-2.92E04	-1.76E06	2448.7	1 ra	-2.92E04	-1.76E06	0.47	0.0
339.5	1 ra																
646	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-7.8	1 ra	-4.82E03	1.43E05	146.5	1 ra	-4.82E03	1.43E05	0.00	3.1
0.0	1 ra																
	v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	-70.1	1 ra	-3.27E04	-1.67E06	2146.3	1 ra	-3.27E04	-1.67E06	0.38	0.0
339.5	1 ra																
655	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-2.9	1 ra	2.59E03	-6.39E04	299.9	1 ra	2.59E03	-6.39E04	0.00	2.6
0.0	1 ra																
	v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	-67.5	1 ra	-9.33E03	-1.26E06	2667.2	1 ra	-9.33E03	-1.26E06	0.43	0.0
272.7	1 ra																
666	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-5.3	1 ra	3.95E02	-9.31E04	259.6	1 ra	3.95E02	-9.31E04	0.00	2.9
0.0	1 ra																
	v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	-72.6	1 ra	2.31E03	-1.39E06	3532.6	1 ra	2.31E03	-1.39E06	0.81	0.0

327.2 1 ra ***

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
Sm (mm)																
463 o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-3.8	1 fr	3.36E02	6.61E04	347.0	1 fr	6.05E03	-1.63E04	0.00	2.1
0.0 1 fr																
v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	-74.0	1 fr	-2.92E04	-1.76E06	2448.7	1 fr	-2.92E04	-1.76E06	0.47	0.0
339.5 1 fr																
646 o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-7.8	1 fr	-4.82E03	1.43E05	146.5	1 fr	-4.82E03	1.43E05	0.00	3.1
0.0 1 fr																
v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	-70.1	1 fr	-3.27E04	-1.67E06	2146.3	1 fr	-3.27E04	-1.67E06	0.38	0.0
339.5 1 fr																
655 o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-2.9	1 fr	2.59E03	-6.39E04	299.9	1 fr	2.59E03	-6.39E04	0.00	2.6
0.0 1 fr																
v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	-67.5	1 fr	-9.33E03	-1.26E06	2667.2	1 fr	-9.33E03	-1.26E06	0.43	0.0
272.7 1 fr																
666 o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-5.3	1 fr	3.95E02	-9.31E04	259.6	1 fr	3.95E02	-9.31E04	0.00	2.9
0.0 1 fr																
v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	-72.6	1 fr	2.31E03	-1.39E06	3532.6	1 fr	2.31E03	-1.39E06	0.81	0.0
327.2 1 fr																

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
Sm (mm)																
463 o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-3.6	2 q.	1.15E02	6.32E04	392.6	1 q.	6.68E03	-2.13E04	0.00	2.4
0.0 1 q.																
v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	-69.9	2 q.	-2.65E04	-1.66E06	2354.1	2 q.	-2.65E04	-1.66E06	0.43	0.0
339.5 2 q.																
646 o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-8.9	1 q.	-4.79E03	1.60E05	187.5	1 q.	-4.79E03	1.60E05	0.00	3.6
0.0 1 q.																
v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	-66.4	2 q.	-3.02E04	-1.58E06	2059.9	2 q.	-3.02E04	-1.58E06	0.35	0.0
339.5 2 q.																
655 o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-4.9	2 q.	2.63E03	-9.50E04	381.0	2 q.	2.63E03	-9.50E04	0.00	3.6
0.0 1 q.																
v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	-61.3	2 q.	-6.90E03	-1.15E06	2499.9	2 q.	-6.90E03	-1.15E06	0.37	0.0
272.7 2 q.																
666 o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-4.5	2 q.	2.85E02	-7.82E04	215.8	2 q.	2.85E02	-7.82E04	0.00	2.5
0.0 1 q.																
v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	-66.8	2 q.	4.77E03	-1.28E06	3402.1	2 q.	4.77E03	-1.28E06	0.77	0.0
329.0 2 q.																

Parete condotta

Parete fra le coordinate in pianta (500;75) (3050;75)

da quota -840 a quota -560

Valori in daN, cm

C32/40: rck 400

fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
117 o	100	50	14.0	14.0	7.0	7.0	4.297	7	-61347	-1535349	-263582	6596780
v	75	50	13.2	13.2	7.4	7.4	1.400	5	62900	-234309	88061	328036
118 o	100	50	12.7	12.7	7.0	7.0	4.293	7	-59405	-1472226	-255008	6319870
v	75	50	13.2	13.2	7.4	7.4	1.373	5	62481	-276415	85776	379471
510 o	100	50	12.1	12.1	7.0	7.0	3.352	6	-67676	-1763604	-226865	5912014
v	75	50	5.7	5.7	5.6	5.6	17.224	6	-28713	-220738	-494556	3802016

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
Sm (mm)																
117 o	100	50	14.0	14.0	7.0	7.0	-42.6	1 ra	-4.40E04	-1.09E06	616.6	1 ra	-4.40E04	-1.09E06	0.00	16.3
0.0 1 ra																
v	75	50	13.2	13.2	7.4	7.4	-0.9	1 ra	2.12E03	-3.43E04	2083.7	1 ra	4.47E04	-1.67E05	0.00	16.4
0.0 1 ra																
118 o	100	50	12.7	12.7	7.0	7.0	-41.9	1 ra	-4.26E04	-1.04E06	626.2	1 ra	-4.26E04	-1.04E06	0.00	15.6
0.0 1 ra																
v	75	50	13.2	13.2	7.4	7.4	0.0	1 ra	4.44E04	-1.97E05	2142.9	1 ra	4.44E04	-1.97E05	0.00	17.2
0.0 1 ra																
510 o	100	50	12.1	12.1	7.0	7.0	-51.5	1 ra	-4.83E04	-1.25E06	856.3	1 ra	-4.83E04	-1.25E06	0.00	19.3
0.0 1 ra																
v	75	50	5.7	5.7	5.6	5.6	-9.9	1 ra	-1.75E04	-1.82E05	-22.1	1 ra	-2.01E04	-1.59E05	0.00	1.0
0.0 1 ra																

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
Sm (mm)																
117 o	100	50	14.0	14.0	7.0	7.0	-42.6	1 fr	-4.40E04	-1.09E06	616.6	1 fr	-4.40E04	-1.09E06	0.00	16.3
0.0 1 fr																
v	75	50	13.2	13.2	7.4	7.4	-0.9	1 fr	2.12E03	-3.43E04	2083.7	1 fr	4.47E04	-1.67E05	0.00	16.4

0.0 1 fr	118	o	100	50	12.7	12.7	7.0	7.0	-41.9	1 fr	-4.26E04	-1.04E06	626.2	1 fr	-4.26E04	-1.04E06	0.00	15.6
0.0 1 fr		v	75	50	13.2	13.2	7.4	7.4	0.0	1 fr	4.44E04	-1.97E05	2142.9	1 fr	4.44E04	-1.97E05	0.00	17.2
0.0 1 fr	510	o	100	50	12.1	12.1	7.0	7.0	-51.5	1 fr	-4.83E04	-1.25E06	856.3	1 fr	-4.83E04	-1.25E06	0.00	19.3
0.0 1 fr		v	75	50	5.7	5.7	5.6	5.6	-9.9	1 fr	-1.75E04	-1.82E05	-22.1	1 fr	-2.01E04	-1.59E05	0.00	1.0

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
117	o	100	50	14.0	14.0	7.0	7.0	-42.1	2 q.	-4.41E04	-1.08E06	599.3	2 q.	-4.41E04	-1.08E06	0.00	16.1	
0.0 1 q.		v	75	50	13.2	13.2	7.4	7.4	-0.7	2 q.	2.47E03	-3.66E04	2068.9	2 q.	4.47E04	-1.61E05	0.00	16.2
0.0 1 q.	118	o	100	50	12.7	12.7	7.0	7.0	-41.4	2 q.	-4.27E04	-1.04E06	607.7	2 q.	-4.27E04	-1.04E06	0.00	15.4
0.0 1 q.		v	75	50	13.2	13.2	7.4	7.4	0.0	1 q.	4.43E04	-1.87E05	2121.6	2 q.	4.43E04	-1.89E05	0.00	17.0
0.0 1 q.	510	o	100	50	12.1	12.1	7.0	7.0	-50.9	2 q.	-4.83E04	-1.24E06	834.3	2 q.	-4.83E04	-1.24E06	0.00	19.0
0.0 1 q.		v	75	50	5.7	5.7	5.6	5.6	-9.9	2 q.	-2.08E04	-1.55E05	-27.4	1 q.	-2.10E04	-1.53E05	0.00	0.7

Parete forata pozzettone

Parete fra le coordinate in pianta (525;-50) (525;550)

da quota -840 a quota 300

Valori in daN, cm

C32/40: rck 400

fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	
189	o	100	50	32.0	32.0	6.6	6.6	24.883	8	-3291	-260725	-81895	6487602
	v	50	50	11.7	11.7	5.2	5.2	1.348	8	56151	-232154	75673	312866
645	o	75	50	21.7	21.7	6.7	6.7	14.406	8	-37692	352266	-542974	-5074616
	v	100	50	27.6	27.6	5.1	5.1	2.584	8	-15734	-2061668	-40655	5327141
718	o	75	50	8.0	8.0	4.0	4.0	15.006	7	-12305	-309831	-184645	4649220
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	1.330	8	-14631	-1117376	-19456	1485917

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
189	o	100	50	32.0	32.0	6.6	6.6	-5.1	1 ra	-2.33E03	-1.82E05	125.6	1 ra	-2.33E03	-1.82E05	0.00	3.4	
0.0 1 ra		v	50	50	11.7	11.7	5.2	5.2	-4.5	1 ra	-3.41E03	7.23E04	2085.7	1 ra	3.95E04	-1.63E05	0.00	22.0
0.0 1 ra	645	o	75	50	21.7	21.7	6.7	6.7	-10.8	1 ra	-2.44E04	2.10E05	47.6	1 ra	-1.24E04	2.08E05	0.00	2.9
0.0 1 ra		v	100	50	27.6	27.6	5.1	5.1	-36.7	1 ra	-1.03E04	-1.34E06	1122.5	1 ra	-1.03E04	-1.34E06	0.06	0.0
126.3 1 ra	718	o	75	50	8.0	8.0	4.0	4.0	-11.2	1 ra	-9.39E03	-2.19E05	168.2	1 ra	-9.39E03	-2.19E05	0.00	4.2
0.0 1 ra		v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-40.5	1 ra	-1.03E04	-7.83E05	2239.1	1 ra	-1.03E04	-7.83E05	0.00	16.1

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
189	o	100	50	32.0	32.0	6.6	6.6	-5.1	1 fr	-2.33E03	-1.82E05	125.6	1 fr	-2.33E03	-1.82E05	0.00	3.4	
0.0 1 fr		v	50	50	11.7	11.7	5.2	5.2	-4.5	1 fr	-3.41E03	7.23E04	2085.7	1 fr	3.95E04	-1.63E05	0.00	22.0
0.0 1 fr	645	o	75	50	21.7	21.7	6.7	6.7	-10.8	1 fr	-2.44E04	2.10E05	47.6	1 fr	-1.24E04	2.08E05	0.00	2.9
0.0 1 fr		v	100	50	27.6	27.6	5.1	5.1	-36.7	1 fr	-1.03E04	-1.34E06	1122.5	1 fr	-1.03E04	-1.34E06	0.06	0.0
126.3 1 fr	718	o	75	50	8.0	8.0	4.0	4.0	-11.2	1 fr	-9.39E03	-2.19E05	168.2	1 fr	-9.39E03	-2.19E05	0.00	4.2
0.0 1 fr		v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-40.5	1 fr	-1.03E04	-7.83E05	2239.1	1 fr	-1.03E04	-7.83E05	0.00	16.1

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
189	o	100	50	32.0	32.0	6.6	6.6	-4.7	2 q.	-2.23E03	-1.67E05	114.0	2 q.	-2.23E03	-1.67E05	0.00	3.1	
0.0 1 q.		v	50	50	11.7	11.7	5.2	5.2	-4.2	2 q.	-3.07E03	6.71E04	2011.9	2 q.	3.82E04	-1.55E05	0.00	21.1

0.0 1 q.	645	o	75	50	21.7	21.7	6.7	6.7	-10.0	2 q.	-2.22E04	1.98E05	63.3	1 q.	-1.05E04	2.01E05	0.00	3.1
0.0 1 q.		v	100	50	27.6	27.6	5.1	5.1	-34.4	2 q.	-9.28E03	-1.26E06	1058.6	2 q.	-9.28E03	-1.26E06	0.00	24.9
0.0 1 q.	718	o	75	50	8.0	8.0	4.0	4.0	-10.4	2 q.	-7.73E03	-2.00E05	191.3	1 q.	-7.25E03	-1.95E05	0.00	4.1
0.0 1 q.		v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-36.8	2 q.	-9.50E03	-7.13E05	2031.0	2 q.	-9.50E03	-7.13E05	0.00	14.7

Parete tipo pozzetto

Parete fra le coordinate in pianta (-25;550) (-25;-50)
 da quota -840 a quota 300
 Valori in daN, cm
 C32/40: rck 400
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	
672	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	40.362	5	-14053	-71721	-567209	2894769
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	0.996	6	-18896	-1477733	-18818	1471609 ***
683	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	41.249	5	-13609	-72439	-561350	2987999
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	0.990	7	-18898	-1483926	-18708	1469040 ***
692	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	37.339	5	-14287	-91115	-533477	3402192
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	1.002	5	-17199	-1432991	-17230	1435602
703	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	38.172	5	-14043	-88175	-536060	3365833
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	0.991	7	-17079	-1441889	-16922	1428613 ***
724	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	39.080	5	-12581	-100651	-491656	3933442
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	1.150	5	-14159	-1229273	-16290	1414256

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	
672	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-3.8	1 ra	-9.08E03	-5.22E04	-19.3	1 ra	-9.10E03	-4.23E04	0.00	0.0
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-53.7	1 ra	-1.33E04	-1.04E06	3001.6	1 ra	-1.33E04	-1.04E06	0.00	21.5
683	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-3.8	1 ra	-8.76E03	-5.25E04	-17.8	1 ra	-8.91E03	-4.41E04	0.00	0.0
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-53.9	1 ra	-1.33E04	-1.04E06	3018.4	1 ra	-1.33E04	-1.04E06	0.00	21.6
692	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-4.2	1 ra	-9.24E03	-6.47E04	-11.6	1 ra	-9.24E03	-6.47E04	0.00	0.0
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-52.0	1 ra	-1.20E04	-1.01E06	2976.4	1 ra	-1.20E04	-1.01E06	0.00	21.0
703	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-4.1	1 ra	-9.06E03	-6.28E04	-11.6	1 ra	-9.06E03	-6.28E04	0.00	0.0
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-52.5	1 ra	-1.20E04	-1.01E06	3009.3	1 ra	-1.20E04	-1.01E06	0.00	21.2
724	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-4.1	1 ra	-8.10E03	-7.01E04	-5.3	1 ra	-8.10E03	-7.01E04	0.00	0.3
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-44.7	1 ra	-9.91E03	-8.64E05	2591.6	1 ra	-9.91E03	-8.64E05	0.00	18.1

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st	
672	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-3.8	1 fr	-9.08E03	-5.22E04	-19.3	1 fr	-9.10E03	-4.23E04	0.00	0.0
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-53.7	1 fr	-1.33E04	-1.04E06	3001.6	1 fr	-1.33E04	-1.04E06	0.00	21.5
683	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-3.8	1 fr	-8.76E03	-5.25E04	-17.8	1 fr	-8.91E03	-4.41E04	0.00	0.0
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-53.9	1 fr	-1.33E04	-1.04E06	3018.4	1 fr	-1.33E04	-1.04E06	0.00	21.6
692	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-4.2	1 fr	-9.24E03	-6.47E04	-11.6	1 fr	-9.24E03	-6.47E04	0.00	0.0
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-52.0	1 fr	-1.20E04	-1.01E06	2976.4	1 fr	-1.20E04	-1.01E06	0.00	21.0
703	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-4.1	1 fr	-9.06E03	-6.28E04	-11.6	1 fr	-9.06E03	-6.28E04	0.00	0.0
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-52.5	1 fr	-1.20E04	-1.01E06	3009.3	1 fr	-1.20E04	-1.01E06	0.00	21.2
724	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-4.1	1 fr	-8.10E03	-7.01E04	-5.3	1 fr	-8.10E03	-7.01E04	0.00	0.3
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-44.7	1 fr	-9.91E03	-8.64E05	2591.6	1 fr	-9.91E03	-8.64E05	0.00	18.1

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st
---------	---	---	-----	-----	----	----	----	---	---	---	----	---	---	---	---------	----

Sm (mm)	c																		
672	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-3.4	2	q.	-8.00E03	-4.71E04	-17.1	2	q.	-8.02E03	-3.70E04	0.00	0.0
0.0	1	q.																	
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-48.4	2	q.	-1.20E04	-9.37E05	2709.1	2	q.	-1.20E04	-9.37E05	0.00	19.4
0.0	1	q.																	
683	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-3.3	2	q.	-7.70E03	-4.76E04	-15.8	2	q.	-7.84E03	-3.86E04	0.00	0.0
0.0	1	q.																	
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-48.6	2	q.	-1.20E04	-9.41E05	2723.8	2	q.	-1.20E04	-9.41E05	0.00	19.5
0.0	1	q.																	
692	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-3.8	2	q.	-8.13E03	-5.88E04	-9.5	2	q.	-8.13E03	-5.88E04	0.00	0.0
0.0	1	q.																	
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-47.2	2	q.	-1.09E04	-9.13E05	2703.9	2	q.	-1.09E04	-9.13E05	0.00	19.0
0.0	1	q.																	
703	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-3.7	2	q.	-7.96E03	-5.73E04	-9.4	2	q.	-7.96E03	-5.73E04	0.00	0.0
0.0	1	q.																	
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-47.5	2	q.	-1.09E04	-9.19E05	2729.1	2	q.	-1.09E04	-9.19E05	0.00	19.2
0.0	1	q.																	
724	o	75	50	6.0	6.0	4.0	4.0	-3.6	2	q.	-6.98E03	-6.35E04	4.6	1	q.	-5.45E03	-6.34E04	0.00	0.5
0.0	1	q.																	
	v	100	50	5.7	5.7	2.6	2.6	-40.6	2	q.	-8.97E03	-7.86E05	2358.6	2	q.	-8.97E03	-7.86E05	0.00	16.5
0.0	1	q.																	

Paregina

Parete fra le coordinate in pianta (3000;-25) (3440;-25)
 da quota -900 a quota -490
 Valori in daN, cm
 C32/40: rck 400
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
66	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	1.653	7	-703	-1024435	-1162	1693302
	v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	14.555	7	542	-151617	7894	2206830
70	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	0.879	7	-16606	-2225124	-14602	1956504 ***
	v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	5.478	7	-1057	-454421	-5789	2489459
463	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	2.410	6	12949	-428037	31213	1031766
	v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	1.101	6	-34440	-2567709	-37933	2828151
655	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	10.260	6	3625	-88181	37196	904773
	v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	1.120	6	-27496	-2071766	-30802	2320915

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
66	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-35.9	1	ra	-8.22E02	-6.21E05	1558.5	1	ra	-8.22E02	-6.21E05	0.00	18.7
0.0	1	ra																	
	v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	-4.0	1	ra	4.21E02	-1.06E05	201.7	1	ra	4.21E02	-1.06E05	0.00	2.5
0.0	1	ra																	
70	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-90.6	1	ra	-1.19E04	-1.56E06	3432.5	1	ra	-1.19E04	-1.56E06	0.66	0.0
289.1	1	ra																	
	v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	-12.2	1	ra	-7.33E02	-3.15E05	530.7	1	ra	-7.33E02	-3.15E05	0.00	7.0
0.0	1	ra																	
463	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-26.1	1	ra	9.76E01	-4.53E05	1252.8	1	ra	9.30E03	-2.99E05	0.00	13.8
0.0	1	ra																	
	v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	-75.9	1	ra	-2.42E04	-1.80E06	2724.0	1	ra	-2.42E04	-1.80E06	0.55	0.0
339.5	1	ra																	
655	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-2.8	1	ra	2.55E03	-6.24E04	293.9	1	ra	2.55E03	-6.24E04	0.00	2.6
0.0	1	ra																	
	v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	-77.9	1	ra	-1.94E04	-1.45E06	2662.2	1	ra	-1.94E04	-1.45E06	0.45	0.0
272.7	1	ra																	

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	st		
66	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-35.9	1	fr	-8.22E02	-6.21E05	1558.5	1	fr	-8.22E02	-6.21E05	0.00	18.7
0.0	1	fr																	
	v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	-4.0	1	fr	4.21E02	-1.06E05	201.7	1	fr	4.21E02	-1.06E05	0.00	2.5
0.0	1	fr																	
70	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-90.6	1	fr	-1.19E04	-1.56E06	3432.5	1	fr	-1.19E04	-1.56E06	0.66	0.0
289.1	1	fr																	
	v	100	50	14.1	14.1	5.8	5.8	-12.2	1	fr	-7.33E02	-3.15E05	530.7	1	fr	-7.33E02	-3.15E05	0.00	7.0
0.0	1	fr																	
463	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-26.1	1	fr	9.76E01	-4.53E05	1252.8	1	fr	9.30E03	-2.99E05	0.00	13.8
0.0	1	fr																	
	v	100	50	12.1	12.1	5.8	5.8	-75.9	1	fr	-2.42E04	-1.80E06	2724.0	1	fr	-2.42E04	-1.80E06	0.55	0.0
339.5	1	fr																	
655	o	75	50	10.1	10.1	7.4	7.4	-2.8	1	fr	2.55E03	-6.24E04	293.9	1	fr	2.55E03	-6.24E04	0.00	2.6
0.0	1	fr																	
	v	75	50	10.1	10.1	5.8	5.8	-77.9	1	fr	-1.94E04	-1.45E06	2662.2	1	fr	-1.94E04	-1.45E06	0.45	0.0
272.7	1	fr																	

8. VERIFICA STRUTTURALE DELLE VASCHE DI RACCOLTA E SEDIMENTAZIONE DELLE ACQUE DI DRENAGGIO

Le luci dei manufatti in esame sono inferiori a quelle delle vasche di sedimentazione delle acque meteoriche in ruscellamento dall'abbancamento (cfr. § 7).

Per le verifiche statiche dei presenti manufatti fa quindi fede la verifica condotta al capitolo precedente.

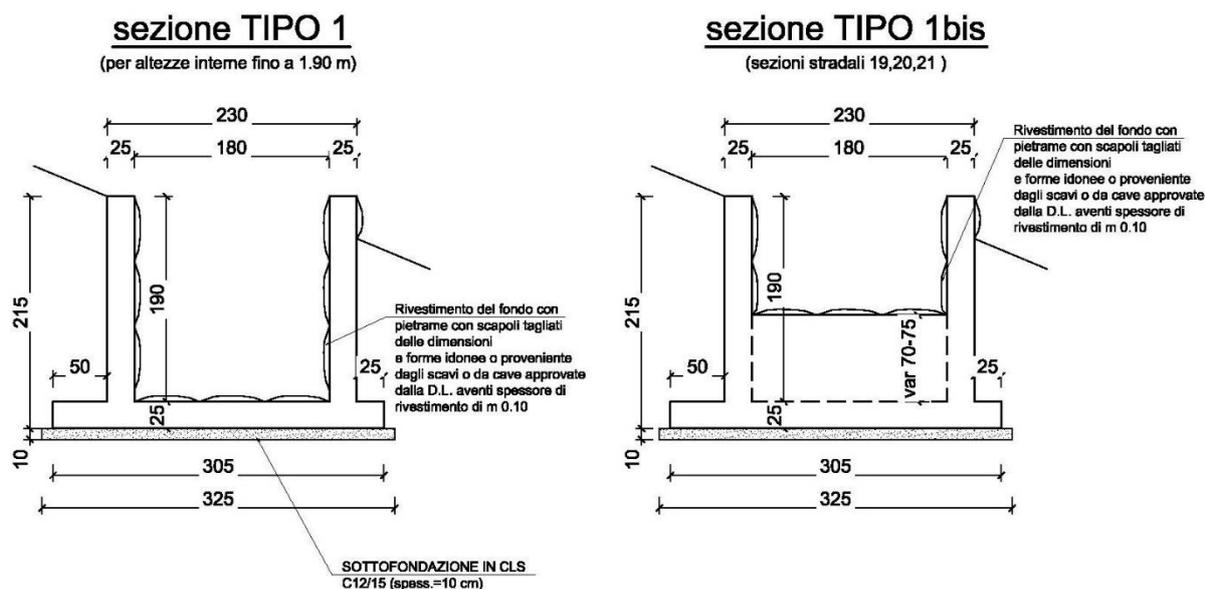
9. VERIFICA STRUTTURALE DEL CANALE DI RACCOLTA ACQUE DA REALIZZARE A MONTE DELLA STRADA DI ACCESSO ALL'ABBANCAMENTO

La presente Relazione di Calcolo ha come oggetto l'accertamento dell'idoneità statica del canale di raccolta acque da realizzare a monte della strada di collegamento prevista nell'ambito dei lavori di riqualificazione ambientale della Val Lemme in Comune di Voltaggio, Provincia di Alessandria.

Questo manufatto è realizzato in C.A. gettato in opera ed è caratterizzato da una sezione tipica ad U avente altezza interna variabile in funzione delle quote di progetto idrauliche.

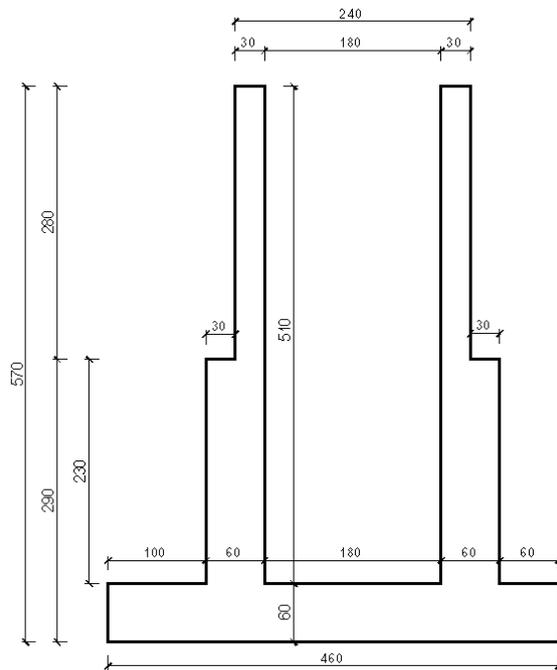
Rimandando agli elaborati grafici progettuali per una comprensione esaustiva dell'intervento, in questa sede vengono trattate le sezioni tipologiche individuate attraverso un raggruppamento delle diverse altezze interne del canale.

La seguente figura mostra le due sezioni tipo correnti e le due sezioni particolari previste nelle zone di discontinuità altimetrica del tracciato.



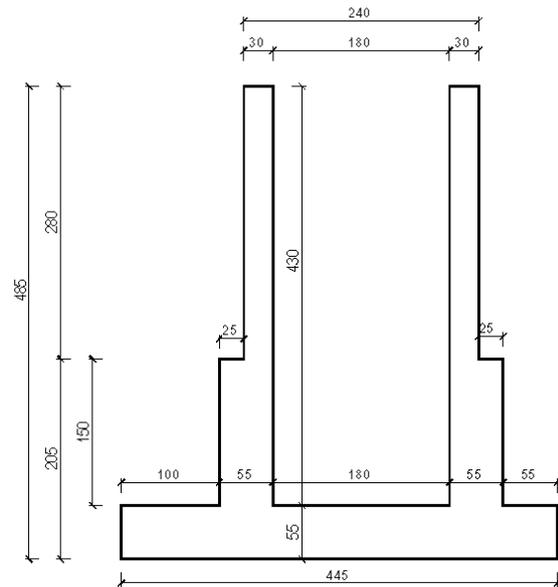
sezione 14

(sul salto di quota)



sezione 18

(sul salto di quota)



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 132 di 161</p>

9.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in accordo con le seguenti normative tecniche di riferimento:

- [1] **LEGGE 5 novembre 1971 n.1086:** «Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica»;
- [2] **LEGGE 2 febbraio 1974, n.64:** «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche»;
- [3] **DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 11 marzo 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»;
- [4] **DECRETO MINISTERIALE 9 gennaio 1996:** «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche»;
- [5] **DECRETO MINISTERIALE 16 gennaio 1996:** «Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"»;
- [6] **DECRETO MINISTERIALE 16 gennaio 1996:** «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche»;
- [7] **CIRCOLARE 24 Settembre 1988, n.30483/S.T.C.:** «Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione e il collaudo delle opere di fondazione» di cui alla legge 2/2/1974 e al D.M. 11/3/1988;
- [8] **CIRCOLARE 9 Gennaio 1996, n.218/24/3, Ministero dei LL.PP.:** «Istruzioni per la redazione della relazione geologica e geotecnica» di cui alla legge 2/2/1974 e al D.M. 11/3/1988;
- [9] **CIRCOLARE 4 luglio 1996, n.156 AA.GG./S.T.C.:** «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. 16/1/'96»;
- [10] **CIRCOLARE 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.:** «"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"» di cui al D.M. 9/1/'96»;
- [11] **CIRCOLARE 10 aprile 1997, n.65 AA.GG/S.T.C.:** «"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"» di cui al D.M. 9/1/'96»;

Inoltre, per quanto concerne le procedure amministrative relative alle zone sismiche si fa riferimento alle seguenti leggi regionali:

- [12] **L.R. n. 19 del 12 marzo 1985,** "Snellimento delle procedure di cui alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, in attuazione alla legge 10 dicembre, n. 741";
- [13] **Delibera della Giunta Regionale 23 dicembre 2003, n. 64-11402,** "Disposizioni attuative dell'articolo 2 dell'OPCM 3274 del 20marzo 2003";
- [14] **Delibera della Giunta Regionale 17 novembre 2003, n. 61-11017,** "Prime disposizioni in applicazione dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/2003".

9.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 133 di 161

I materiali impiegati per la costruzione del manufatto dovranno rispettare le seguenti prescrizioni, riportate anche negli elaborati grafici di progetto:

calcestruzzo, classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ MPa)
 acciaio per armature lente, B450C (ex FeB44k)

9.3. ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti sulla struttura sono i seguenti:

- peso proprio manufatto
- azioni del terreno
- azioni sismiche

9.3.1. *Peso proprio manufatto*

Il peso proprio del manufatto è valutato sulla base della sua geometria e del peso specifico del calcestruzzo armato, assunto convenzionalmente pari al valore nominale di 25.00 kN/mc.

9.3.2. *Azioni del terreno*

Il terreno a contatto con le pareti del canale determina sia delle spinte orizzontali sia delle azioni verticali in ragione delle proprie caratteristiche geomeccaniche (peso specifico, angolo di attrito interno, coesione).

I valori dei parametri geomeccanici del terreno sono assunti come segue:

peso specifico del terreno: $\gamma_t = 18.00$ kN/mc

angolo di attrito interno: $\varphi = 30^\circ$

Il calcolo della spinta viene condotto con riferimento ad un regime neutro, ammettendo che l'opera non consenta spostamenti tali da innescare un regime di spinte attive, pertanto il coefficiente di spinta a riposo vale:

$$K_0 = 0.50$$

Nel calcolo delle spinte del terreno sulle pareti e sul manufatto complessivo si assume la presenza di un sovraccarico sul P.C. a monte pari a 10.0 kN/mq.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 134 di 161

9.3.3. Azioni sismiche

Per quanto concerne la valutazione delle azioni sismiche si farà riferimento alla più recente classificazione sismica del territorio regionale definita attraverso la normativa di riferimento.

L'opera in oggetto sarà realizzata in Comune di VOLTAGGIO, Provincia di Alessandria, classificato in zona sismica 3.

La normativa tecnica adottata consente di valutare gli effetti sismici impiegando l'analisi statica equivalente, cioè definendo un opportuno sistema di **forze orizzontali** definite attraverso la seguente espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

dove:

C = coefficiente d'intensità sismica = (S-2)/100;

R = coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = coefficiente di protezione sismica;

ε = coefficiente di fondazione;

β = coefficiente di struttura;

W = peso complessivo delle masse.

Analogamente occorre considerare un sistema di **forze verticali** definite attraverso la seguente espressione:

$$F_v = m \cdot F_h$$

dove in genere viene assunto $m = 0.5$.

Le forze verticali devono considerarsi rivolte sia verso il basso, ad incrementare le forze peso, sia verso l'alto a sgravare le forze peso.

Il coefficiente S, detto grado di sismicità, definisce la pericolosità sismica del territorio e per le zone di classe 3, secondo la nuova classificazione, assume il valore 6.

Pertanto il coefficiente d'intensità sismica nella fattispecie assume il seguente valore:

$$C = (6-2)/100 = 0.04$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 135 di 161</p>

Per quanto riguarda gli altri parametri in gioco si assumono i seguenti valori:

- **coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata**

Questo coefficiente è legato alle proprietà dinamiche della struttura attraverso il periodo fondamentale di vibrazione ed è definito dalle seguenti espressioni:

$$\text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} \quad R = 0,862 / T_0^{2/3}$$

$$\text{Per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} \quad R = 1,0$$

Diagrammando l'andamento di R in funzione di T₀ è immediato osservare che il valore massimo che può assumere questo fattore vale 1.0; in questa sede, non eseguendo alcuna valutazione del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, si assume un valore unitario di R;

- **coefficiente di protezione sismica**

La normativa distingue fra 3 diversi livelli di importanza della costruzione cui sono associati valori diversi di questo coefficiente:

- opere la cui resistenza al sisma è di importanza primaria per la necessità della protezione civile, I=1.4;
- opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, I=1.2;
- opere che non rientrano nelle precedenti categorie, I=1.0.

In questa sede si ritiene sufficiente assumere un valore unitario del coefficiente I;

- **coefficiente di fondazione**

E' usuale assumere un valore unitario di questo coefficiente;

- **coefficiente di struttura**

E' usuale assumere un valore unitario di questo coefficiente;

Le azioni sismiche agenti sull'opera di sostegno si possono distinguere in due gruppi:

- azioni inerziali associate al peso proprio del manufatto stesso;
- azioni inerziali associate al peso del terreno trattenuto.

Questi due gruppi di azioni sono analizzati in dettaglio qui di seguito con riferimento alla trattazione teorica prevista dalla normativa tecnica adottata in questa sede.

9.3.4. Azioni inerziali associate al peso proprio

La forza inerziale orizzontale associata al peso del manufatto e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione è fornita dalla seguente relazione:

$$F_i = C \cdot W$$

Dove C è il coefficiente d'intensità sismica, precedentemente definito, e W è il peso del manufatto e degli eventuali carichi permanenti che insistono sulla suola di fondazione.

Con riferimento alle diverse tipologie di canale, la seguente tabella riporta il calcolo delle azioni inerziali per le diverse altezze:

legenda										azioni sismiche inerziali			
H0 = altezza interna della canale b0 = larghezza interna della canale h1 = H0-h2 = altezza del primo concio b1 = larghezza del primo concio h2 = altezza del secondo concio b2 = larghezza del secondo concio h3 = altezza della fondazione pm = piede a monte pv = piede a valle b3 = b0+2b2+pm+pv = larghezza della fondazione W = peso delle pareti del manufatto, soggette all'azione inerziale P = peso del terreno che insiste sulla suola posteriore, soggetto all'azione inerziale C = coefficiente d'intensità sismica										C		0.04	
dimensioni geometriche del manufatto										W	P	Fi	Mi
H0	b0	h1	b1	h2	b2	pv	pm	h3	b3	kN	kN	kN/m	kNm/m
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm				
100	180	100	25	0	25	25	50	25	305	12.50	9.00	0.86	0.43
110	180	110	25	0	25	25	50	25	305	13.75	9.90	0.95	0.52
120	180	120	25	0	25	25	50	25	305	15.00	10.80	1.03	0.62
130	180	130	25	0	25	25	50	25	305	16.25	11.70	1.12	0.73
140	180	140	25	0	25	25	50	25	305	17.50	12.60	1.20	0.84
150	180	150	25	0	25	25	50	25	305	18.75	13.50	1.29	0.97
160	180	160	25	0	25	25	50	25	305	20.00	14.40	1.38	1.10
170	180	170	25	0	25	25	50	25	305	21.25	15.30	1.46	1.24
180	180	180	25	0	25	25	50	25	305	22.50	16.20	1.55	1.39
190	180	190	25	0	25	25	50	25	305	23.75	17.10	1.63	1.55
200	180	200	30	0	30	30	60	25	330	30.00	21.60	2.06	2.06
210	180	210	30	0	30	30	60	30	330	31.50	22.68	2.17	2.28
220	180	220	30	0	30	30	60	30	330	33.00	23.76	2.27	2.50
230	180	230	30	0	30	30	60	30	330	34.50	24.84	2.37	2.73
400	180	260	30	140	55	55	100	55	445	77.50	90.00	6.70	13.40
440	180	220	30	220	60	60	100	60	460	99.00	102.96	8.08	17.77

9.3.5. Azioni inerziali associate al terrapieno

In condizioni dinamiche durante un evento sismico la spinta esercitata dal terrapieno trattenuto dall'opera di sostegno deve essere incrementata di una quantità che la normativa consente di calcolare adottando l'approccio statico equivalente secondo la seguente formulazione:

$$\Delta F = F_s - F$$

Nella quale F_s è la spinta in condizioni dinamiche mentre F è la spinta in condizioni statiche.

La spinta in condizioni dinamiche è fornita dalla seguente espressione:

$$F_s = A \cdot F'$$

dove:

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

$$\theta = \arctg C;$$

C = coefficiente d'intensità sismica;

F' = spinta calcolata per $i' = i + \theta$

$$\beta' = \beta + \theta$$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno con origine al piede);

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto).

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso;

In pratica la spinta in condizioni dinamiche può essere calcolata con una espressione del tutto identica a quella impiegata per le condizioni statiche, introducendo un opportuno coefficiente di spinta in condizioni dinamiche:

$$F_s = 1/2 \cdot K_{as} \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove, secondo la teoria sviluppata da Mononobe e Okabe risulta:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\phi + \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

dove:

Φ = angolo di attrito interno del terreno;

Ψ = angolo di inclinazione misurato rispetto all'orizzontale del paramento di monte dell'opera di sostegno;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del piano di campagna;

θ = variazione angolare dovuta al movimento sismico.

I valori delle grandezze in gioco sono riportate nel seguente tabulato di calcolo.

zona sismica	=	3		
S	=	6.00		
Ci=(S-2)/100	=	0.04		
teta = arctgCi	=	2.29	gradi	

zona	S
4	4
3	6
2	9
1	12

angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (+ se l'intradosso è inclinato verso l'esterno con origine al piede)

$$\text{beta} = 0.00 \text{ gradi}$$

angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (+ verso l'alto)

$$\text{ii} = 0.00 \text{ gradi}$$

angolo di attrito fra parete e terreno a contatto

$$\text{delta} = 20.0 \text{ gradi}$$

$$A = \cos^2(\text{beta} + \text{teta}) / \cos^2(\text{beta}) / \cos^2(\text{teta}) = 1.0$$

$$\text{ii1} = \text{ii} + \text{teta} = 2.3 \text{ gradi} \quad (\text{ii in condizioni sismiche})$$

$$\text{beta1} = \text{beta} + \text{teta} = 2.3 \text{ gradi} \quad (\text{beta in condizioni sismiche})$$

coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche e dinamiche (sismiche)

$$K_a = \cos^2(\text{fi} - \text{beta}) / (\cos^2(\text{beta}) * \cos(\text{beta} + \text{delta}) * (1 + \text{radq}(\sin(\text{delta} + \text{fi}) * \sin(\text{fi} - \text{ii}) / (\sin(\text{beta} + \text{delta}) / \cos(\text{beta} - \text{ii}))))^2$$

dove:

fi = angolo di attrito interno del terreno

fi	=	30.00	[deg]	0.524	[rad]	cos	sen
fi+delta	=	50.00	[deg]	0.873	[rad]	0.643	0.766

condizioni statiche

				cos	sen		
beta	=	0.00	[deg]	0.000	[rad]	1.000	0.000
ii	=	0.00	[deg]	0.000	[rad]	1.000	0.000
fi-beta	=	30.00	[deg]	0.524	[rad]	0.866	0.500
fi-ii	=	30.00	[deg]	0.524	[rad]	0.866	0.500
beta-ii	=	0.00	[deg]	0.000	[rad]	1.000	0.000
beta+delta	=	20.00	[deg]	0.349	[rad]	0.940	0.342

spinta attiva statica

$$K_a = 0.297$$

condizioni dinamiche

				cos	sen		
beta1	=	2.29	[deg]	0.040	[rad]	0.999	0.040
ii1	=	2.29	[deg]	0.040	[rad]	0.999	0.040
fi-beta1	=	27.71	[deg]	0.484	[rad]	0.885	0.465
fi-ii1	=	27.71	[deg]	0.484	[rad]	0.885	0.465
beta-ii1	=	-2.29	[deg]	-0.040	[rad]	0.999	-0.040
beta1+delta	=	22.29	[deg]	0.389	[rad]	0.925	0.379

spinta attiva dinamica

$$K_a = 0.365$$

L'incremento di spinta in condizioni dinamiche assume la seguente espressione:

$$\Delta F = (K_{as} - K_a) \cdot 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2$$

Questa forza si considera applicata a 2/3 dell'altezza del terrapieno e genera un momento ribaltante alla base dell'opera di sostegno pari al seguente valore:

$$\Delta M = \Delta F \cdot (2/3H)$$

La seguente tabella riporta le azioni esercitate dal terrapieno in condizioni sismiche in funzione delle diverse altezze di calcolo considerate:

<i>azioni sismiche terrapieno</i>		
DKas	0.07	
Htot	DSt	M
m	kN/m	kNm/m
1.25	0.98	0.82
1.35	1.15	1.03
1.45	1.32	1.28
1.55	1.51	1.56
1.65	1.72	1.89
1.75	1.93	2.25
1.85	2.16	2.66
1.95	2.40	3.11
2.05	2.65	3.62
2.15	2.91	4.17
2.25	3.19	4.78
2.40	3.63	5.81
2.50	3.94	6.56
2.60	4.26	7.38
4.55	13.04	39.56
5.00	15.75	52.50

9.4. VERIFICHE DI RESISTENZA

Viene di seguito condotta la verifica delle pareti del canale in funzione delle diverse altezze utili interne.

I calcoli sono eseguiti con l'ausilio di un foglio elettronico di cui si riporta il tabulato.

coefficiente di spinta del terrapieno	0.5	
peso specifico del terreno	18	kN/mc
sovraccarico sul P.C. a tergo della parete	10	kN/mq

H	S1	S2	Stot	M1	M2	Mtot
m	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
1.0	5.00	4.50	9.50	2.50	1.50	4.00
1.1	5.50	5.45	10.95	3.03	2.00	5.02
1.2	6.00	6.48	12.48	3.60	2.59	6.19
1.3	6.50	7.61	14.11	4.23	3.30	7.52
1.4	7.00	8.82	15.82	4.90	4.12	9.02
1.5	7.50	10.13	17.63	5.63	5.06	10.69
1.6	8.00	11.52	19.52	6.40	6.14	12.54
1.7	8.50	13.01	21.51	7.23	7.37	14.59
1.8	9.00	14.58	23.58	8.10	8.75	16.85
1.9	9.50	16.25	25.75	9.03	10.29	19.31
2.0	10.00	18.00	28.00	10.00	12.00	22.00
2.1	10.50	19.85	30.35	11.03	13.89	24.92
2.2	11.00	21.78	32.78	12.10	15.97	28.07
2.3	11.50	23.81	35.31	13.23	18.25	31.48
2.8	14.00	35.28	49.28	19.60	32.93	52.53
4.3	21.50	83.21	104.71	46.23	119.26	165.49
5.1	25.50	117.05	142.55	65.03	198.98	264.00

H	dati geometrici e meccanici della sezione								nomg	verifica a momento positivo					
	b	h	d	d'	c	As	As'	x		Ji	M+	cM+	sig_cls	sig_As	sig_As'
m	cm	cm	cm	cm	cm	cmq	cmq	cm	cm ⁴	daNm	/	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	
1.00	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	400	1.0	8.7	387	1
1.10	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	502	1.0	10.9	485	1
1.20	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	619	1.0	13.4	598	1
1.30	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	752	1.0	16.3	727	2
1.40	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	902	1.0	19.5	871	2
1.50	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	1069	1.0	23.1	1033	2
1.60	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	1254	1.0	27.2	1212	3
1.70	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	1459	1.0	31.6	1410	3
1.80	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	1685	1.0	36.5	1628	3
1.90	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	1931	1.0	41.8	1866	4
2.00	100	30	25	5	5	5.65	5.65	15	5.63	37780	2200	1.0	32.8	1692	55
2.10	100	30	25	5	5	5.65	5.65	15	5.63	37780	2492	1.0	37.2	1916	63
2.20	100	30	25	5	5	5.65	5.65	15	5.63	37780	2807	1.0	41.9	2158	71
2.30	100	30	25	5	5	5.65	5.65	15	5.63	37780	3148	1.0	46.9	2420	79
2.80	100	30	25	5	5	10.05	7.70	15	7.03	60737	5253	1.0	60.8	2331	264
4.30	100	55	50	5	5	15.71	7.70	15	12.60	402968	16549	1.0	51.7	2304	468
5.10	100	60	55	5	5	22.62	7.70	15	15.59	666240	26400	1.0	61.8	2343	629

Le verifiche sono soddisfatte per tutte le altezze.

9.5. VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Secondo la normativa seguita in questo documento tecnico le verifiche allo stato limite di fessurazione devono essere condotte con riferimento alla seguente tabella riassuntiva delle casistiche contemplate.

Prospetto 7-I

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambiente	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
a	Poco aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	decomp. o ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Moderatamente aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressivo	rara	ap. fessure e formaz. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		frequente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$

w_k è definito al punto 4.3.1.7.1.3 w_1, w_2, w_3 sono definiti al punto 4.3.4.2.

dove:

$w_1 = 0.1$ mm, $w_2 = 0.2$ mm, $w_3 = 0.4$ mm

Come riportato al §B.6.2 della Circolare 15 ottobre 1996 n.252, questi valori fanno riferimento a valori del copriferro minimi previsti dalla normativa (§6.4.1); qualora il copriferro minimo effettivo risulti maggiore dei valori minimi è possibile incrementare i valori limite dell'apertura delle fessure del rapporto c/c_{\min} con un massimo di 1.5 volte.

Pertanto, nel caso in oggetto, con riferimento ad un copriferro minimo di 3 cm e avendo previsto da progetto un copriferro pari a 5 cm è possibile incrementare i suddetti valori limite del rapporto:

$$c/c_{\min} = 5/3 = 1.67 > 1.5 \quad \text{si assume } 1.5$$

Con riferimento al gruppo di esigenze b, suolo ordinario con presenza di acqua corrente, e considerando l'armatura in classe di esposizione "poco sensibile", in quanto adeguatamente protetta, la verifica di fessurazione sarà condotta con riferimento alla combinazione "quasi permanente", più restrittiva, considerando le sollecitazioni associate al seguente caso di carico:

G + P + T

Dove:

G = peso proprio manufatto;

P = carichi permanenti verticali

T = terreno a tergo dell'opera

La seguente tabella riporta il calcolo delle tensioni nei materiali dovute alle sollecitazioni associate alla combinazione di carico considerata, per le diverse altezze di manufatto.

coefficiente di spinta del terrapieno	0.5	
peso specifico del terreno	18	kN/mc
sovraccarico sul P.C. a tergo della parete	0	kN/mq

H	S1	S2	Stot	M1	M2	Mtot
m	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
1.0	0.00	4.50	4.50	0.00	1.50	1.50
1.1	0.00	5.45	5.45	0.00	2.00	2.00
1.2	0.00	6.48	6.48	0.00	2.59	2.59
1.3	0.00	7.61	7.61	0.00	3.30	3.30
1.4	0.00	8.82	8.82	0.00	4.12	4.12
1.5	0.00	10.13	10.13	0.00	5.06	5.06
1.6	0.00	11.52	11.52	0.00	6.14	6.14
1.7	0.00	13.01	13.01	0.00	7.37	7.37
1.8	0.00	14.58	14.58	0.00	8.75	8.75
1.9	0.00	16.25	16.25	0.00	10.29	10.29
2.0	0.00	18.00	18.00	0.00	12.00	12.00
2.1	0.00	19.85	19.85	0.00	13.89	13.89
2.2	0.00	21.78	21.78	0.00	15.97	15.97
2.3	0.00	23.81	23.81	0.00	18.25	18.25
2.8	0.00	35.28	35.28	0.00	32.93	32.93
4.3	0.00	83.21	83.21	0.00	119.26	119.26
5.1	0.00	117.05	117.05	0.00	198.98	198.98

H	dati geometrici e meccanici della sezione								nomg	verifica a momento positivo					
	b	h	d	d'	c	As	As'	x		Ji	M+	cM+	sig_cls	sig_As	sig_As'
m	cm	cm	cm	cm	cm	cmq	cmq	cm	cm ⁴	daNm	/	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	
1.00	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	150	1.0	3.2	145	0
1.10	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	200	1.0	4.3	193	0
1.20	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	259	1.0	5.6	250	1
1.30	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	330	1.0	7.1	318	1
1.40	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	412	1.0	8.9	398	1
1.50	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	506	1.0	11.0	489	1
1.60	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	614	1.0	13.3	594	1
1.70	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	737	1.0	16.0	712	2
1.80	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	875	1.0	18.9	845	2
1.90	100	25	20	5	5	5.65	5.65	15	5.03	23235	1029	1.0	22.3	994	2
2.00	100	30	25	5	5	5.65	5.65	15	5.63	37780	1200	1.0	17.9	923	30
2.10	100	30	25	5	5	5.65	5.65	15	5.63	37780	1389	1.0	20.7	1068	35
2.20	100	30	25	5	5	5.65	5.65	15	5.63	37780	1597	1.0	23.8	1228	40
2.30	100	30	25	5	5	5.65	5.65	15	5.63	37780	1825	1.0	27.2	1403	46
2.80	100	30	25	5	5	10.05	7.70	15	7.03	60737	3293	1.0	38.1	1461	165
4.30	100	55	50	5	5	15.71	7.70	15	12.60	402968	11926	1.0	37.3	1660	337
5.10	100	60	55	5	5	22.62	7.70	15	15.59	666240	19898	1.0	46.6	1766	474

La verifica a fessurazione viene eseguita con riferimento alle diverse tipologie di sezione di seguito elencate:

- Sezione tipo 1: $h = 25 \text{ cm}$, $A_s = 5\emptyset 12 = 5.65 \text{ cmq}$
- Sezione tipo 2: $h = 30 \text{ cm}$, $A_s = 5\emptyset 16 = 10.05 \text{ cmq}$
- Sezione tipo 3: $h = 55 \text{ cm}$, $A_s = 5\emptyset 20 = 15.71 \text{ cmq}$
- Sezione tipo 4: $h = 60 \text{ cm}$, $A_s = 5\emptyset 24 = 22.62 \text{ cmq}$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 143 di 161</p>

Si riportano a seguire i tabulati con il calcolo dell'ampiezza di fessurazione secondo la procedura della Circolare 15 ottobre 1996 n.252.

Sezione tipo 1

caratteristiche dei materiali			
classe del calcestruzzo	Rck	30	MPa
resistenza media a trazione semplice	fctm=0,27*Rck^2/3	2.61	MPa
resistenza media a trazione per flessione	fcfm=1.2*fctm	3.13	MPa
modulo di Young delle armature	Es	206000	MPa
caratteristiche geometriche della sezione			
larghezza	b	100	cm
altezza	h	25	cm
copriferro inferiore	cinf	4	cm
copriferro superiore	csup	4	cm
armature inferiori (tese)			
diámetro ferro	fi	12	mm
numero ferri	num	5	
distanza utile armature inferiori	dinf	20	cm
area singolo ferro	area	113	mmq
area totale ferri	As	5.65	cmq
interferro inferiore	ii	20.00	cm
armature superiori (comprese)			
diámetro ferro	fi'	12	mm
area singolo ferro	num	5	
distanza utile armature superiori	dsup	5	cm
numero ferri	area	113	cmq
area totale ferri	As'	5.65	cmq
interferro superiore	ii_1	20.00	cm
caratteristiche della sezione integra omogeneizzata al cls			
coefficiente di omogeneizzazione acciaio-cls	nomg	15	
distanza del baricentro dal lembo superiore	yG	12.50	cm
distanze del baricentro dal lembo inferiore	y'G	12.50	cm
momento d'inerzia del cls	Jcls	130208	cm^4
momento d'inerzia dell'armatura inferiore	Js	4771	cm^4
momento d'inerzia dell'armatura superiore	Js'	4771	cm^4
momento d'inerzia rispetto al baricentro	J1	139751	cm^4
modulo di resistenza riferito all'intradosso sezione	W1	11180	cm^3
momento limite di prima fessurazione	Mfess	35.0	kNm
momento agente sulla sezione	Md	10.29	kNm
verifica di prima fessurazione			
se Md < Mfess non esiste fessurazione	Mfess/Md	3.40	OK

Il momento di prima fessurazione risulta maggiore del momento agente pertanto la verifica è soddisfatta.

Sezione tipo 2

<i>caratteristiche dei materiali</i>			
classe del calcestruzzo	Rck	30	MPa
resistenza media a trazione semplice	fctm=0,27*Rck^{2/3}	2.61	MPa
resistenza media a trazione per flessione	fcfm=1.2*fctm	3.13	MPa
modulo di Young delle armature	Es	206000	MPa
<i>caratteristiche geometriche della sezione</i>			
larghezza	b	100	cm
altezza	h	30	cm
copriferro inferiore	cinf	4	cm
copriferro superiore	csup	4	cm
<i>armature inferiori (tese)</i>			
diametro ferro	fi	16	mm
numero ferri	num	5	
distanza utile armature inferiori	dinf	25	cm
area singolo ferro	area	201	mmq
area totale ferri	As	10.05	cmq
interferro inferiore	ii	20.00	cm
<i>armature superiori (comprese)</i>			
diametro ferro	fi'	12	mm
area singolo ferro	num	5	
distanza utile armature superiori	dsup	5	cm
numero ferri	area	113	cmq
area totale ferri	As'	5.65	cmq
interferro superiore	ii_1	20.00	cm
<i>caratteristiche della sezione integra omogeneizzata al cls</i>			
coefficiente di omogeneizzazione acciaio-cls	nomg	15	
distanza del baricentro dal lembo superiore	yG	15.20	cm
distanze del baricentro dal lembo inferiore	y'G	14.80	cm
momento d'inerzia del cls	Jcls	225125	cm ⁴
momento d'inerzia dell'armatura inferiore	Js	14471	cm ⁴
momento d'inerzia dell'armatura superiore	Js'	8832	cm ⁴
momento d'inerzia rispetto al baricentro	J1	248427	cm ⁴
modulo di resistenza riferito all'intradosso sezione	W1	16790	cm ³
<i>momento limite di prima fessurazione</i>	Mfess	52.5	kNm
<i>momento agente sulla sezione</i>	Md	32.93	kNm
<i>verifica di prima fessurazione</i>			
<i>se Md < Mfess non esiste fessurazione</i>	Mfess/Md	1.59	OK

Il momento di prima fessurazione risulta maggiore del momento agente pertanto la verifica è soddisfatta.

Sezione tipo 3

caratteristiche dei materiali			
classe del calcestruzzo	Rck	30	MPa
resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}=0,27 \cdot R_{ck}^{2/3}$	2.61	MPa
resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}=1.2 \cdot f_{ctm}$	3.13	MPa
modulo di Young delle armature	Es	206000	MPa
caratteristiche geometriche della sezione			
larghezza	b	100	cm
altezza	h	50	cm
copriferro inferiore	cinf	4	cm
copriferro superiore	csup	4	cm
armature inferiori (tese)			
diámetro ferro	fi	20	mm
numero ferri	num	5	
distanza utile armature inferiori	dinf	45	cm
area singolo ferro	area	314	mmq
area totale ferri	As	15.71	cmq
interferro inferiore	ii	20.00	cm
armature superiori (comprese)			
diámetro ferro	fi'	12	mm
area singolo ferro	num	5	
distanza utile armature superiori	dsup	5	cm
numero ferri	area	113	cmq
area totale ferri	As'	5.65	cmq
interferro superiore	ii_1	20.00	cm
caratteristiche della sezione integra omogeneizzata al cls			
coefficiente di omogeneizzazione acciaio-cls	nomg	15	
distanza del baricentro dal lembo superiore	yG	25.57	cm
distanze del baricentro dal lembo inferiore	y'G	24.43	cm
momento d'inerzia del cls	Jcls	1043273	cm ⁴
momento d'inerzia dell'armatura inferiore	Js	88981	cm ⁴
momento d'inerzia dell'armatura superiore	Js'	35880	cm ⁴
momento d'inerzia rispetto al baricentro	J1	1168134	cm ⁴
modulo di resistenza riferito all'intradosso sezione	W1	47809	cm ³
momento limite di prima fessurazione	Mfess	149.6	kNm
momento agente sulla sezione	Md	119.26	kNm
verifica di prima fessurazione			
se $M_d < M_{fess}$ non esiste fessurazione	Mfess/Md	1.25	OK

Il momento di prima fessurazione risulta maggiore del momento agente pertanto la verifica è soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo		Foglio 147 di 161

Sezione tipo 4

caratteristiche dei materiali			
classe del calcestruzzo	Rck	30	MPa
resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}=0,27 \cdot R_{ck}^{2/3}$	2.61	MPa
resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}=1.2 \cdot f_{ctm}$	3.13	MPa
modulo di Young delle armature	Es	206000	MPa
caratteristiche geometriche della sezione			
larghezza	b	100	cm
altezza	h	60	cm
copriferro inferiore	cinf	4	cm
copriferro superiore	csup	4	cm
armature inferiori (tese)			
diametro ferro	fi	24	mm
numero ferri	num	5	
distanza utile armature inferiori	dinf	55	cm
area singolo ferro	area	452	mmq
area totale ferri	As	22.62	cmq
interferro inferiore	ii	20.00	cm
armature superiori (comprese)			
diametro ferro	fi'	12	mm
area singolo ferro	num	5	
distanza utile armature superiori	dsup	5	cm
numero ferri	area	113	cmq
area totale ferri	As'	5.65	cmq
interferro superiore	ii_1	20.00	cm
caratteristiche della sezione integra omogeneizzata al cls			
coefficiente di omogeneizzazione acciaio-cls	nomg	15	
distanza del baricentro dal lembo superiore	yG	30.99	cm
distanze del baricentro dal lembo inferiore	y'G	29.01	cm
momento d'inerzia del cls	Jcls	1805884	cm ⁴
momento d'inerzia dell'armatura inferiore	Js	195590	cm ⁴
momento d'inerzia dell'armatura superiore	Js'	57298	cm ⁴
momento d'inerzia rispetto al baricentro	J1	2058772	cm ⁴
modulo di resistenza riferito all'intradosso sezione	W1	70968	cm ³
momento limite di prima fessurazione	Mfess	222.0	kNm
momento agente sulla sezione	Md	198.98	kNm
verifica di prima fessurazione			
se $M_d < M_{fess}$ non esiste fessurazione	Mfess/Md	1.12	OK

Il momento di prima fessurazione risulta maggiore del momento agente pertanto la verifica è soddisfatta.

9.6. VERIFICHE DI STABILITA'

Vengono di seguito riportate le verifiche di stabilità globale del manufatto a ribaltamento e scorrimento.

Per quanto riguarda il contributo favorevole della terra a valle si assumono le seguenti ipotesi:

- per la verifica a ribaltamento non si considera alcun contributo del terreno a valle, pertanto il momento stabilizzante è associato unicamente al peso proprio del manufatto e del peso del terreno a monte gravante sul piede posteriore;
- per la verifica a scorrimento si considera il terreno a valle fino ad un livello della parete pari a metà della sua altezza.

I calcoli sono eseguiti con l'ausilio di un foglio elettronico di cui si riporta il tabulato.

dimensioni geometriche del manufatto

H0	b0	h1	b1	h2	b2	pv	pm	h3	b3
cm									
100	180	100	25	0	25	25	50	25	305
110	180	110	25	0	25	25	50	25	305
120	180	120	25	0	25	25	50	25	305
130	180	130	25	0	25	25	50	25	305
140	180	140	25	0	25	25	50	25	305
150	180	150	25	0	25	25	50	25	305
160	180	160	25	0	25	25	50	25	305
170	180	170	25	0	25	25	50	25	305
180	180	180	25	0	25	25	50	25	305
190	180	190	25	0	25	25	50	25	305
200	180	200	30	0	30	30	60	25	330
210	180	210	30	0	30	30	60	30	330
220	180	220	30	0	30	30	60	30	330
230	180	230	30	0	30	30	60	30	330
400	180	260	30	140	55	55	100	55	445
440	180	220	30	220	60	60	100	60	460

H0 = altezza interna della canale

b0 = larghezza interna della canale

h1 = H0-h2 = altezza del primo concio

b1 = larghezza del primo concio

h2 = altezza del secondo concio

b2 = larghezza del secondo concio

h3 = altezza della fondazione

pm = piede a monte

pv = piede a valle

b3 = b0+2b2+pm+pv = larghezza della fondazione

Le verifiche di stabilità vengono condotte in condizioni statiche, cioè assenza di sisma, e condizioni dinamiche, con la presenza delle azioni sismiche ma assumendo nullo il sovraccarico sul piano campagna a tergo del manufatto:

9.6.1. Condizioni statiche

coefficiente di spinta del terrapieno	0.5		
peso specifico del terreno	18	kN/mc	coeff
sovraccarico sul P.C. a tergo	10	kN/mq	1.00

S1 = spinta associata al sovraccarico sul P.C.

S2 = spinta associata al peso del terreno trattenuto dall'opera

azioni del terrapieno a tergo del manufatto

H0	S1	M1	S2	M2	Stot	Mtot
m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m
1.00	6.25	3.91	7.03	2.93	13.28	6.84
1.10	6.75	4.56	8.20	3.69	14.95	8.25
1.20	7.25	5.26	9.46	4.57	16.71	9.83
1.30	7.75	6.01	10.81	5.59	18.56	11.59
1.40	8.25	6.81	12.25	6.74	20.50	13.54
1.50	8.75	7.66	13.78	8.04	22.53	15.70
1.60	9.25	8.56	15.40	9.50	24.65	18.05
1.70	9.75	9.51	17.11	11.12	26.86	20.63
1.80	10.25	10.51	18.91	12.92	29.16	23.43
1.90	10.75	11.56	20.80	14.91	31.55	26.46
2.00	11.25	12.66	22.78	17.09	34.03	29.74
2.10	12.00	14.40	25.92	20.74	37.92	35.14
2.20	12.50	15.63	28.13	23.44	40.63	39.06
2.30	13.00	16.90	30.42	26.36	43.42	43.26
4.00	22.75	51.76	93.16	141.29	115.91	193.05
4.40	25.00	62.50	112.50	187.50	137.50	250.00

H0	Mstab	P	X	DMstab'	Mstab'	Mstab'/Mrib	
m	kNm	kN	cm	kNm	kNm		
1.00	48.13	14.00	255	35.70	83.83	12.26	OK
1.10	50.04	14.90	255	38.00	88.03	10.67	OK
1.20	51.95	15.80	255	40.29	92.24	9.38	OK
1.30	53.85	16.70	255	42.59	96.44	8.32	OK
1.40	55.76	17.60	255	44.88	100.64	7.43	OK
1.50	57.66	18.50	255	47.18	104.84	6.68	OK
1.60	59.57	19.40	255	49.47	109.04	6.04	OK
1.70	61.48	20.30	255	51.77	113.24	5.49	OK
1.80	63.38	21.20	255	54.06	117.44	5.01	OK
1.90	65.29	22.10	255	56.36	121.64	4.60	OK
2.00	83.53	27.60	270	74.52	158.05	5.31	OK
2.10	92.81	28.68	270	77.44	170.25	4.85	OK
2.20	95.29	29.76	270	80.35	175.64	4.50	OK
2.30	97.76	30.84	270	83.27	181.03	4.18	OK
4.00	308.58	102.50	320	328.00	636.58	3.30	OK
4.40	386.40	115.96	330	382.67	769.07	3.08	OK

coefficiente di attrito fondazione-terreno **0.7**

Rat	Rvalle	Rtot	R/S	
kN	kN	kN		
31.89	1.76	33.65	2.53	OK
33.40	2.05	35.45	2.37	OK
34.90	2.37	37.27	2.23	OK
36.41	2.70	39.11	2.11	OK
37.91	3.06	40.98	2.00	OK
39.42	3.45	42.86	1.90	OK
40.92	3.85	44.77	1.82	OK
42.43	4.28	46.71	1.74	OK
43.93	4.73	48.66	1.67	OK
45.44	5.20	50.64	1.60	OK
54.76	5.70	60.45	1.78	OK
59.45	6.48	65.93	1.74	OK
61.26	7.03	68.29	1.68	OK
63.06	7.61	70.67	1.63	OK
168.83	23.29	192.12	1.66	OK
198.77	28.13	226.90	1.65	OK

9.6.2. Condizioni dinamiche

<i>azioni totali</i>									
H0	Stot	Mtot	Mstab	P	X	DMstab'	Mstab'	Mstab'/Mrib	
m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	cm	kNm/m	kNm/m		
1.00	8.88	4.18	48.13	9.00	255	22.95	71.08	17.01	OK
1.10	10.30	5.24	50.04	9.90	255	25.25	75.28	14.36	OK
1.20	11.82	6.47	51.95	10.80	255	27.54	79.49	12.28	OK
1.30	13.44	7.88	53.85	11.70	255	29.84	83.69	10.62	OK
1.40	15.17	9.47	55.76	12.60	255	32.13	87.89	9.28	OK
1.50	17.00	11.26	57.66	13.50	255	34.43	92.09	8.18	OK
1.60	18.93	13.26	59.57	14.40	255	36.72	96.29	7.26	OK
1.70	20.97	15.48	61.48	15.30	255	39.02	100.49	6.49	OK
1.80	23.11	17.93	63.38	16.20	255	41.31	104.69	5.84	OK
1.90	25.35	20.63	65.29	17.10	255	43.61	108.89	5.28	OK
2.00	28.03	23.93	83.53	21.60	270	58.32	141.85	5.93	OK
2.10	31.72	28.82	92.81	22.68	270	61.24	154.05	5.35	OK
2.20	34.33	32.50	95.29	23.76	270	64.15	159.44	4.91	OK
2.30	37.05	36.48	97.76	24.84	270	67.07	164.83	4.52	OK
4.00	112.90	194.26	308.58	90.00	320	288.00	596.58	3.07	OK
4.40	136.33	257.77	386.40	102.96	330	339.77	726.17	2.82	OK

coefficiente di attrito fondazione-terreno 0.7									
H0	G+P	Rat	Rvalle	Rtot	R/S		DS	hf	pX
m	kN	kN	kN	kN			kN	m	kPa
1.00	40.56	28.39	1.76	30.15	3.40	OK	-16.86	0.25	-67.42
1.10	42.71	29.90	2.05	31.95	3.10	OK	-16.51	0.25	-66.06
1.20	44.86	31.40	2.37	33.77	2.86	OK	-16.04	0.25	-64.16
1.30	47.01	32.91	2.70	35.61	2.65	OK	-15.43	0.25	-61.73
1.40	49.16	34.41	3.06	37.48	2.47	OK	-14.69	0.25	-58.77
1.50	51.31	35.92	3.45	39.36	2.32	OK	-13.82	0.25	-55.27
1.60	53.46	37.42	3.85	41.27	2.18	OK	-12.81	0.25	-51.24
1.70	55.61	38.93	4.28	43.21	2.06	OK	-11.67	0.25	-46.68
1.80	57.76	40.43	4.73	45.16	1.95	OK	-10.39	0.25	-41.58
1.90	59.91	41.94	5.20	47.14	1.86	OK	-8.99	0.25	-35.95
2.00	72.23	50.56	5.70	56.25	2.01	OK	-14.11	0.25	-56.45
2.10	78.93	55.25	6.48	61.73	1.95	OK	-14.02	0.30	-46.73
2.20	81.51	57.06	7.03	64.09	1.87	OK	-12.42	0.30	-41.41
2.30	84.09	58.86	7.61	66.47	1.79	OK	-10.69	0.30	-35.65
4.00	228.69	160.08	23.29	183.37	1.62	OK	-13.31	0.55	-24.19
4.40	270.96	189.67	28.13	217.80	1.60	OK	-12.45	0.60	-20.74

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo</p>	<p>Foglio 152 di 161</p>

10. VERIFICA STRUTTURALE DEL CANALE AD “U” BANCA 0

La presente Relazione di Calcolo ha come oggetto l'accertamento dell'idoneità statica del canale ad “U” la cui realizzazione è prevista nell'ambito dei lavori in corrispondenza della banca “0”.

Questo manufatto è realizzato in C.A. gettato in opera ed è caratterizzato da una sezione tipica ad U avente altezza interna variabile in funzione delle quote di progetto idrauliche e larghezza interna lorda pari a 270 cm nel tratto di canale propriamente detto, e pari a 370 cm nelle vasche di calma. La larghezza netta interna è pari in entrambi i casi a 250 cm, la differenza è nello spessore del rivestimento, che nel canale è di 10 cm e nelle vasche di 50 cm.

Rimandando agli elaborati grafici progettuali per una comprensione esaustiva dell'intervento, in questa sede viene trattata la sezione avente i paramenti verticali di altezza massima.

10.1. ANALISI DEI CARICHI

Sono state individuate 5 azioni caratteristiche, in seguito combinate per ricercare le massime caratteristiche di sollecitazione negli elementi della struttura:

- 1: peso proprio strutturale
- 2: spinta del terreno
- 3: carichi variabili
- 4: azioni sismiche.

10.1.1. *Peso proprio strutturale*

Il valore del peso proprio delle strutture viene valutato assumendo: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}$.

10.1.2. *Spinta del terreno*

Il terreno a contatto con le pareti del canale determina sia delle spinte orizzontali sia delle azioni verticali in ragione delle proprie caratteristiche geomeccaniche (peso specifico, angolo di attrito interno, coesione).

Indicando con:

γ_t peso di volume del terreno

K_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno

z profondità

ϕ angolo di attrito interno del terreno

la spinta a riposo del terreno è data da una distribuzione di pressioni variabili linearmente con la profondità:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 153 di 161

$$q_0 = K_0 \cdot \gamma_t \cdot z.$$

Il coefficiente di spinta a riposo è dato dalla relazione $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$.

I valori dei parametri geomeccanici del terreno sono assunti come segue:

peso specifico del terreno: $\gamma_t = 18.00 \text{ kN/mc}$
 angolo di attrito interno: $\phi = 30^\circ$

In presenza di falda il diagramma delle pressioni sulla struttura 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 specifico di galleggiamento:

$$\gamma_t = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

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

In caso di presenza di sovraccarico q , l'incremento di spinta del terreno è data da una distribuzione di pressioni costanti con la profondità:

$$\Delta q_0 = K_0 \cdot q.$$

10.1.3. Carichi variabili

Per simulare i carichi indotti dalla presenza di possibili attività con mezzi meccanici nell'intorno della vasca, si è considerato un sovraccarico variabile pari a 10 kN/mq .

10.1.4. Azioni sismiche

Per quanto concerne la valutazione delle azioni sismiche si farà riferimento alla più recente classificazione sismica del territorio regionale definita attraverso la normativa di riferimento.

L'opera in oggetto sarà realizzata in Comune di VOLTAGGIO, Provincia di Alessandria, classificato in zona sismica 3.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 154 di 161

La normativa tecnica adottata consente di valutare gli effetti sismici impiegando l'analisi statica equivalente, cioè definendo un opportuno sistema di **forze orizzontali** definite attraverso la seguente espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

dove:

C = coefficiente d'intensità sismica = (S-2)/100;

R = coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = coefficiente di protezione sismica;

ε = coefficiente di fondazione;

β = coefficiente di struttura;

W = peso complessivo delle masse.

Analogamente occorre considerare un sistema di **forze verticali** definite attraverso la seguente espressione:

$$F_v = m \cdot F_h$$

dove in genere viene assunto $m = 0.5$.

Le forze verticali devono considerarsi rivolte sia verso il basso, ad incrementare le forze peso, sia verso l'alto a sgravare le forze peso.

Il coefficiente S, detto grado di sismicità, definisce la pericolosità sismica del territorio e per le zone di classe 3, secondo la nuova classificazione, assume il valore 6.

Pertanto il coefficiente d'intensità sismica nella fattispecie assume il seguente valore:

$$C = (6-2)/100 = 0.04$$

Per quanto riguarda gli altri parametri in gioco si assumono i seguenti valori:

- **coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata**

Questo coefficiente è legato alle proprietà dinamiche della struttura attraverso il periodo fondamentale di vibrazione ed è definito dalle seguenti espressioni:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 155 di 161

per $T_0 > 0,8$ secondi $R = 0,862 / T_0^{2/3}$
 Per $T_0 \leq 0,8$ secondi $R = 1,0$

Diagrammando l'andamento di R in funzione di T_0 è immediato osservare che il valore massimo che può assumere questo fattore vale 1.0; in questa sede, non eseguendo alcuna valutazione del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, si assume un valore unitario di R;

- **coefficiente di protezione sismica**

La normativa distingue fra 3 diversi livelli di importanza della costruzione cui sono associati valori diversi di questo coefficiente:

- opere la cui resistenza al sisma è di importanza primaria per la necessità della protezione civile, $I=1.4$;
- opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, $I=1.2$;
- opere che non rientrano nelle precedenti categorie, $I=1.0$.

In questa sede si ritiene sufficiente assumere un valore unitario del coefficiente I;

- **coefficiente di fondazione**

E' usuale assumere un valore unitario di questo coefficiente;

- **coefficiente di struttura**

E' usuale assumere un valore unitario di questo coefficiente;

Le azioni sismiche agenti sull'opera di sostegno si possono distinguere in due gruppi:

- azioni inerziali associate al peso proprio del manufatto stesso;
- azioni inerziali associate al peso del terreno trattenuto.

Questi due gruppi di azioni sono analizzati in dettaglio qui di seguito con riferimento alla trattazione teorica prevista dalla normativa tecnica adottata in questa sede.

10.1.5. Azioni inerziali associate al peso proprio

La forza inerziale orizzontale associata al peso del manufatto e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione è fornita dalla seguente relazione:

$$F_i = C \cdot W$$

Dove C è il coefficiente d'intensità sismica, precedentemente definito, e W è il peso del manufatto e degli eventuali carichi permanenti che insistono sulla suola di fondazione.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 156 di 161

10.1.6. Azioni inerziali associate al terrapieno

In condizioni dinamiche durante un evento sismico la spinta esercitata dal terrapieno trattenuto dall'opera di sostegno deve essere incrementata di una quantità che la normativa consente di calcolare adottando l'approccio statico equivalente secondo la seguente formulazione:

$$\Delta F = F_s - F$$

Nella quale F_s è la spinta in condizioni dinamiche mentre F è la spinta in condizioni statiche.

La spinta in condizioni dinamiche è fornita dalla seguente espressione:

$$F_s = A \cdot F'$$

dove:

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

$$\theta = \arctg C;$$

C = coefficiente d'intensità sismica;

F' = spinta calcolata per $i' = i + \theta$

$$\beta' = \beta + \theta$$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno con origine al piede);

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto).

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso;

In pratica la spinta in condizioni dinamiche può essere calcolata con una espressione del tutto identica a quella impiegata per le condizioni statiche, introducendo un opportuno coefficiente di spinta in condizioni dinamiche:

$$F_s = \frac{1}{2} \cdot K_{as} \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove, secondo la teoria sviluppata da Mononobe e Okabe risulta:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\phi + \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

dove:

Φ = angolo di attrito interno del terreno;

Ψ = angolo di inclinazione misurato rispetto all'orizzontale del paramento di monte dell'opera di sostegno;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del piano di campagna;

θ = variazione angolare dovuta al movimento sismico.

I valori delle grandezze in gioco sono riportate nel seguente tabulato di calcolo.

zona sismica	=	3		
S	=	6.00		
Ci=(S-2)/100	=	0.04		
teta = arctgCi	=	2.29	gradi	

zona	S
4	4
3	6
2	9
1	12

angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (+ se l'intradosso è inclinato verso l'esterno con origine al piede)

beta = 0.00 gradi

angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (+ verso l'alto)

ii = 0.00 gradi

angolo di attrito fra parete e terreno a contatto

delta = 20.0 gradi

$$A = \cos^2(\beta + \text{teta}) / \cos^2(\beta) / \cos^2(\text{teta}) = 1.0$$

ii1=ii+teta = 2.3 gradi (ii in condizioni sismiche)

beta1=beta+teta = 2.3 gradi (beta in condizioni sismiche)

coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche e dinamiche (sismiche)

$$K_a = \cos^2(\text{fi} - \beta) / (\cos^2(\beta) * \cos(\beta + \delta) * (1 + \text{rad}(\sin(\delta + \text{fi}) * \sin(\text{fi} - \text{ii}) / (\sin(\beta + \delta) / \cos(\beta - \text{ii}))))^2$$

dove:

fi = angolo di attrito interno del terreno

fi	=	30.00	[deg]	0.524	[rad]	cos	sen
fi+delta	=	50.00	[deg]	0.873	[rad]	0.643	0.766

condizioni statiche

				cos	sen		
beta	=	0.00	[deg]	0.000	[rad]	1.000	0.000
ii	=	0.00	[deg]	0.000	[rad]	1.000	0.000
fi-beta	=	30.00	[deg]	0.524	[rad]	0.866	0.500
fi-ii	=	30.00	[deg]	0.524	[rad]	0.866	0.500
beta-ii	=	0.00	[deg]	0.000	[rad]	1.000	0.000
beta+delta	=	20.00	[deg]	0.349	[rad]	0.940	0.342

spinta attiva

statica

$$K_a = 0.297$$

condizioni dinamiche

				cos	sen		
beta1	=	2.29	[deg]	0.040	[rad]	0.999	0.040
ii1	=	2.29	[deg]	0.040	[rad]	0.999	0.040
fi-beta1	=	27.71	[deg]	0.484	[rad]	0.885	0.465
fi-ii1	=	27.71	[deg]	0.484	[rad]	0.885	0.465
beta-ii1	=	-2.29	[deg]	-0.040	[rad]	0.999	-0.040
beta1+delta	=	22.29	[deg]	0.389	[rad]	0.925	0.379

spinta attiva

dinamica

$$K_a = 0.365$$

L'incremento di spinta in condizioni dinamiche assume la seguente espressione:

$$\Delta F = (K_{as} - K_a) \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Questa forza si considera applicata a 2/3 dell'altezza del terrapieno e genera un momento ribaltante alla base dell'opera di sostegno pari al seguente valore:

$$\Delta M = \Delta F \cdot (2/3H)$$

10.2. RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

10.2.1. Verifica della sezione di spiccato dell'elevazione

Nella tabella che segue, è riportata una sintesi delle sollecitazioni allo spiccato delle elevazioni delle varie vasche e dei vari tratti di canale.

Coefficiente di spinta a riposo	Ko	0,5	-
Peso specifico terreno	γ_t	18	kN/mc
Peso specifico cls	γ_c	25	kN/mc
Peso specifico rivestimento	γ_r	20	kN/mc
Sovraccarico variabile	Q	20	kN/mc
CARATTERIZZAZIONE SISMICA			
Coefficiente intensità sismica di zona	C	0,04	-
Coefficiente di risposta	R	1	-
Coefficiente di protezione	I	1	-
Coefficiente di fondazione	ϵ	1	-
Coefficiente di struttura	β	1	-
Coefficiente orizzontale	m	0,5	-
Coefficiente di intensità sismica orizzontale	Kh	0,04	-
Coefficiente di intensità sismica verticale	Kv	0,02	-
Coefficiente di spinta attiva statica	Ka	0,297	-
Coefficiente di spinta attiva dinamica	Ka'	0,365	-

TRATTO DI CANALE/VASCA	altezza paramento h [m]	spessore paramento s [m]	spessore rivestimento s [m]	peso paramento Wp [kN]	peso rivestimento Wr [kN]	STATICA TERRENO		STATICA SOVRACCARICO		DINAMICA PARAMENTO			DINAMICA TERRENO	
						spinta S [kN/m]	momento alla base M [kNm/m]	spinta Sq [kN/m]	momento alla base M [kNm/m]	inerzia orizzontale Fh [kN/m]	inerzia verticale Fv [kN/m]	momento alla base M [kNm/m]	incremento di spinta ΔS [kN/m]	momento alla base M [kNm/m]
tratto 1	1,60	0,50	0,10	20,00	3,20	11,52	6,14	16,00	12,80	0,93	0,46	0,74	1,57	0,84
tratto 2	3,89	0,50	0,10	48,63	7,78	68,09	88,30	38,90	75,66	2,26	1,13	4,39	9,26	12,01
tratto 3	3,34	0,50	0,10	41,75	6,68	50,20	55,89	33,40	55,78	1,94	0,97	3,24	6,83	7,60
tratto 4	3,26	0,50	0,10	40,75	6,52	47,82	51,97	32,60	53,14	1,89	0,95	3,08	6,50	7,07
tratto 5	2,34	0,50	0,10	29,25	4,68	24,64	19,22	23,40	27,38	1,36	0,68	1,59	3,35	2,61
vasca 1	5,02	0,50	0,50	62,75	50,20	113,40	189,76	50,20	126,00	4,52	2,26	11,34	15,42	25,81
vasca 2	5,48	0,50	0,50	68,50	54,80	135,14	246,85	54,80	150,15	4,93	2,47	13,51	18,38	33,57
vasca 3	5,39	0,50	0,50	67,38	53,90	130,73	234,89	53,90	145,26	4,85	2,43	13,07	17,78	31,94
vasca 4	4,47	0,50	0,50	55,88	44,70	89,91	133,97	44,70	99,90	4,02	2,01	8,99	12,23	18,22

AZIONI DI VERIFICA

TRATTO DI CANALE/VASCA	Combinazione statica			Combinazione dinamica		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
tratto 1	23,20	27,52	18,94	23,20	14,01	7,72
tratto 2	56,41	106,99	163,96	56,41	79,61	104,69
tratto 3	48,43	83,60	111,67	48,43	58,96	66,73
tratto 4	47,27	80,42	105,11	47,27	56,22	62,12
tratto 5	33,93	48,04	46,60	33,93	29,35	23,42
vasca 1	112,95	163,60	315,76	112,95	133,34	226,91
vasca 2	123,30	189,94	397,00	123,30	158,45	293,94
vasca 3	121,28	184,63	380,15	121,28	153,37	279,90
vasca 4	100,58	134,61	233,88	100,58	106,17	161,18

La sezione di spiccato in verifica è una sezione rettangolare di base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

Il valore massimo del taglio di verifica risulta pari a $T = 189,94 \text{ kN/m}$.

La tensione tangenziale vale:

$$\tau = T/0,9 b \times d = 189940 / 0,9 \times 1000 \times 440 = 0,48 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0} \rightarrow \text{non occorre armatura a taglio.}$$

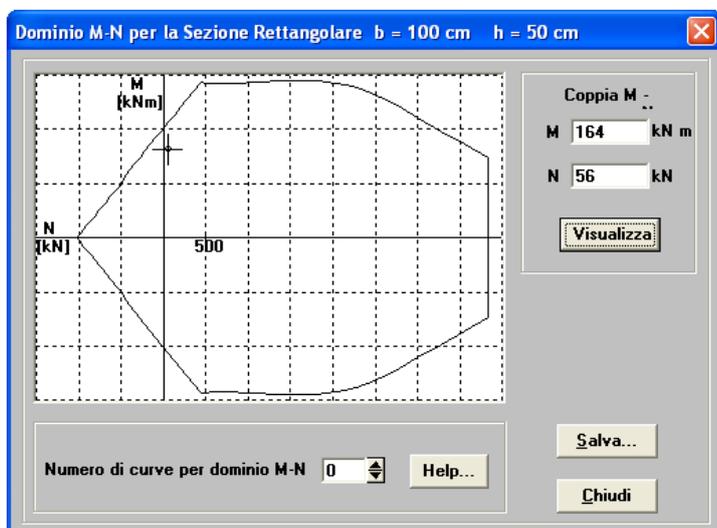
Il valore del momento di verifica per il canale ad "U" risulta pari a $M = 164 \text{ kNm/m}$, associato ad un carico verticale $N = 56 \text{ kN/m}$.

L'armatura flessionale è costituita da $10\phi 16/\text{m}$ su entrambi i lati.

Il copriferro netto è pari a circa $5,2 \text{ cm}$ sul ferro in verifica, pertanto i baricentri dell'armatura della sezione sono:

- armatura interna $20,11 \text{ cm}^2/\text{m}$ a 6 cm dal lembo esterno della sezione
- armatura esterna $20,11 \text{ cm}^2/\text{m}$ a 44 cm dal lembo esterno della sezione.

Nella figura successiva si riporta il dominio di rottura della sezione.



Il punto caratterizzato dalle coordinate pari a N ed M di verifica cade all'interno del dominio pertanto la sezione risulta verificata a presso flessione:

$$\sigma_c = 5,44 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$\sigma_s = 193,10 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta.}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-00-D-CV-CL-DP04-00-002-E00 Relazione di calcolo	Foglio 160 di 161

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione, il momento massimo determina fessure di ampiezza entro i limiti prescritti:

$$x = 19,56 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0,0007 \rightarrow W_k = 0,24 \text{ mm} < W_{k,lim} = 0,3 \text{ mm} \rightarrow \text{sezione verificata.}$$

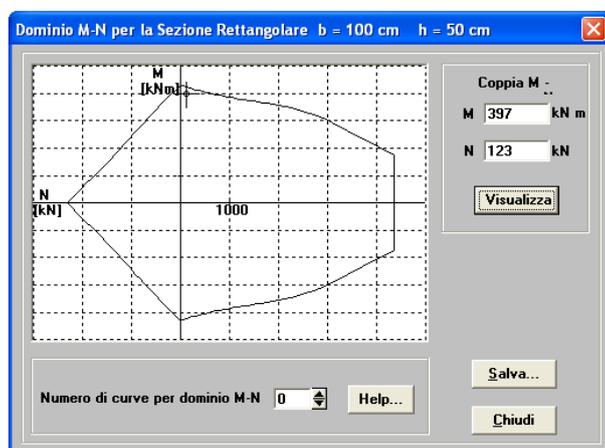
Il valore del momento di verifica per le vasche del canale ad "U" risulta pari a $M = 397 \text{ kNm/m}$, associato ad un carico verticale $N = 123 \text{ kN/m}$.

L'armatura flessionale è costituita da $10\phi 24/\text{m}$ su entrambi i lati.

Il copriferro netto è pari a circa 5,6 cm sul ferro in verifica, pertanto i baricentri dell'armatura della sezione sono:

- armatura interna $45,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ a 6,8 cm dal lembo esterno della sezione
- armatura esterna $45,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ a 43,2 cm dal lembo esterno della sezione.

Nella figura successiva si riporta il dominio di rottura della sezione.



Il punto caratterizzato dalle coordinate pari a N ed M di verifica cade all'interno del dominio pertanto la sezione risulta verificata a presso flessione:

$$\sigma_c = 9,17 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,amm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

$$\sigma_s = 221,60 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,amm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta.}$$

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione, il momento massimo determina fessure di ampiezza entro i limiti prescritti:

$$x = 19,78 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0,0010 \rightarrow W_k = 0,30 \text{ mm} = W_{k,lim} = 0,3 \text{ mm} \rightarrow \text{sezione verificata.}$$