


11/01/2011	PRIMA EMISSIONE	 <p>Sede Legale: Piazza Roma, 19 32045 S.Stefano di Cadore (BL) Tel. 0435/62518 - Fax 0435/429027</p> <p>Sede secondaria: Viale Felissent, 20/D 31050 Villorba (TV) Tel. 0422/318811-Fax 0422/31888</p>	PROGETTISTA: ING. ALESSANDRO BERTINO
			REDATTO: ING. DIEGO MENUZZO
			VERIFICATO: ING. ALESSANDRO BERTINO
			APPROVATO: ING. ALESSANDRO BERTINO

NUMERO E DATA ORDINE : L. A. 3000034653 del 28.06.2010

REVISIONI					
	00	11/01/2011	E. FARCI	SRI-PRI RM	MAIL TERNA DEL 27/01/2011
	N.	DATA	VERIFICA RISPONDEZA	UNITA* TERNA	RIFERIMENTO BENESTARE
TIPOLOGIA DELL'ELABORATO		CODIFICA DELL'ELABORATO			
RELAZIONE		RCFR10014CER01939			
PROGETTO		TITOLO			
TE-FR-10-014		<p>STAZIONE 380/150kV di MONTESANO</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO VASCA DI LAMINAZIONE</p>			
RICAVALO DAL DOC. TERNA					
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA					
RCFR10014CER01939 RCFR10014CER01939_00.doc	SCALA CAD	FORMATO A4	SCALA	FOGLIO	

Questo documento contiene informazioni di proprietà terna S.p.A. e deve essere utilizzato esclusivamente dal destinatario in relazione alle finalità per le quali è stato ricevuto. E' vietata qualsiasi forma di riproduzione o di divulgazione senza l'esplicito consenso di Terna S.p.A.
This document contains information proprietary to Terna S.p.A. and it will have to be used exclusively for the purposes for which it has been furnished.
Whichever shape of spreading or reproduction without the written permission of Terna S.p.A. is prohibited.



Azienda certificata **ISO 9001:2000**
RINA n.5923/01/S IQNet n.IT-19510

Sede:
Piazza Roma, 19 Viale Felissent, 20/D
32045 S. Stefano di Cadore (BL) 31050 Villorba (TV)
tel 0435.62518 fax 0435.429027 tel 0422.318811 fax 0422.318888

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3	METODO DI VERIFICA	5
4	AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	5
4.1	STATI LIMITE ULTIMI	5
4.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	6
4.3	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	7
5	PARAMETRI DI CALCOLO PER I MATERIALI	8
5.1	RESISTENZE DI CALCOLO C.A.	8
5.1.1	Calcestruzzo:	8
5.1.2	Acciaio per c.a. :	8
5.2	RESISTENZE DI CALCOLO PER LA CARPENTERIA METALLICA	8
5.2.1	Acciaio laminato	8
5.2.2	Unioni bullonate e saldate	9
5.2.3	Unioni con tasselli chimici e meccanici	10
5.3	TERRENO DI FONDAZIONE	11
6	SCHEMI DI CARICO	12
6.1	Verifica Stato Limite di Sollevamento	12
6.2	Verifica del Solaio di copertura	12
6.3	Verifica del Muro perimetrale	15
6.3.1	Spinta delle terre in condizione sismica	15
6.3.2	Spinta delle terre in condizioni statiche.	18
6.4	Soletta di fondazione:	21
7	COMPORAMENTO SCATOLARE GLOBALE	23
7.1	Spinta del sisma	23
8	CONCLUSIONI	23



1 PREMESSA

La seguente relazione tecnica ha lo scopo di verificare la struttura in c.a. della vasca di laminazione relativa al progetto di realizzazione della nuova Stazione Elettrica di Trasformazione 380/150 kV di Montesano sulla Marcellana, ubicata in Via Tempa San Pietro del Comune di Montesano sulla Marcellana (SA), individuata catastalmente al foglio N°22 par tabelle n°74, 78, 79, 80, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 285, 286, 287, 288, 507, 512, 616 dell'ufficio catastale di Montesano sulla Marcellana.

Il sito in cui ricade l'opera in oggetto è dichiarato zona sismica di I^a categoria ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. 3274 e successive modifiche.

Nel punto dove dovrà sorgere la vasca di laminazione dovrà essere eseguito un rilevato di 2 m per arrivare dalla quota del piano di campagna (+491 m) alla quota di stazione (+493 m) quindi la struttura risulterà completamente interrata con un filo superiore della copertura piana coincidente con il piano di stazione stesso e le pareti saranno ricoperte da terreno su tre lati tranne che sul lato dove sono posizionate in adiacenza le vasche di prima pioggia e la stazione di sollevamento.

Le opere in oggetto della presente relazione sono costituite da:

- un solaio di tipo alveolare in c.a.p. da 28 cm tipo NEOCEM CP2A della RDB integrato con una cappa collaborante di 4 cm.
- una struttura portante verticale a parete
- una platea di fondazione in c.a.

Le verifiche sono state eseguite con riferimento alle normative in vigore secondo il metodo degli SLU previsto dal DM 14.01.2008.

La procedura di calcolo si sviluppa secondo i passi elencati:

- Analisi dei carichi, dimensionamento e verifica del solaio di copertura in c.a.p.
- Analisi dei carichi dovuti alla spinta attiva delle terre ed alle azioni sismiche agenti sul muro in c.a. perimetrale, dimensionamento e verifica del muro.
- Analisi dei carichi agenti sulla platea di fondazione, dimensionamento e verifica della stessa.
- Valutazione dell'azione dovuta al sisma di progetto relativamente alla zona 1 in cui ricade il sito ed alla particolare tipologia strutturale dell'opera, in conformità all'O.P.C.M.3274 del 20.03.2003 (e successive modifiche ed integrazioni).
- A sintesi della relazione si riportano le conclusioni delle verifiche condotte.

Ulteriori riferimenti per i dati di input sono:

- disegno esecutivo della vasca di laminazione in tavola DCFR10014CER02001.



2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione i calcoli degli elementi strutturali sono eseguiti in osservanza delle seguenti leggi o decreti:

- Legge 5.11.1971 n.1086: "Norme per la disciplina delle opere di c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- Legge 2.2.1974 n.64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- Ordinanza n.3274 del 20.3.2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- Ordinanza n.3316 del 2.10.2003 "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003"
- DM 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni"
- Circ. n.617 02/02/2009 Istruzioni per l' applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008
- CEI 11.1 (1999-01) "Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata"
- CEI 11.4 (1998-09) "Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne"

I calcoli degli elementi costruttivi sono eseguiti in conformità alle vigenti Norme Tecniche sopra riportate tenendo presenti le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impiegarsi nelle opere da costruire.



3 METODO DI VERIFICA

Il metodo di verifica adottato è il "**metodo agli Stati Limite**" secondo il testo unico delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Secondo il metodo agli stati limite, la sicurezza nei riguardi delle condizioni ritenute pregiudizievoli (stati limite) viene garantita, per quanto possibile, su basi statistiche.

Si definisce "stato limite" uno stato raggiunto il quale, la struttura o uno dei suoi elementi costitutivi, non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita.

Gli stati limite si suddividono in due categorie:

- stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo, della capacità portante o comunque al raggiungimento di condizioni estreme;
- stati limite di esercizio, legati alle esigenze di impiego normale e di durata.

Nel seguito si indicherà con "**E**" un generico **effetto** indotto dalle "azioni" sulla struttura, quali le sollecitazioni interne, momento flettente, forza normale, taglio, le deformazioni, ecc.) e con "**F**" una generica **azione** (intesa come ogni causa o insieme di cause -carichi permanenti, carichi variabili, deformazioni impresse, agenti chimico-fisici - capaci di indurre stati limite in una struttura).

4 AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

4.1 STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Le tabelle seguenti, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate.

Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel successivo paragrafo 5.

Per le combinazioni di carico (in breve indicate con "CdC") agli stati limite ultimi, si adottano le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

$$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_i (\psi_i \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove i segni + e Σ significano l'applicazione concomitante dei rispettivi addendi ed il coefficiente γ_Q va applicato a ciascun carico Q_{ik} con il valore appropriato.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{03}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

ed essendo:

- G_1 il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali (ivi compresi il terreno e l'acqua quando pertinenti);
- G_2 il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P_k il valore caratteristico della forza di precompressione;
- Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
- Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- Ψ_{0i} coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche; in assenza di queste si assume Ψ_{0i} , come di seguito.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{01}	Ψ_{11}	Ψ_{21}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

4.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio, si adottano le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

- CdC rara:



$$\cdot G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- CdC frequenti:

$$\cdot G_1 + G_2 + P + \sum_i (\psi_{1i} \cdot Q_{ki})$$

- CdC quasi permanenti:

$$\cdot G_1 + G_2 + P + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

4.3 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica deve essere combinata con le seguenti azioni come segue:

$$\cdot E + G_{k1} + G_{k2} + \cdot P_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

E il valore caratteristico dell'azione sismica;

L'azione sismica viene valutata con riferimento ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$



5 PARAMETRI DI CALCOLO PER I MATERIALI

5.1 RESISTENZE DI CALCOLO C.A.

Per le opere di fondazione e platea saranno utilizzati dei calcestruzzi classe di resistenza minima C25/30 e acciaio per armatura classe B450C

5.1.1 Calcestruzzo:

classe Rck=fck	Ec= 5700Rck ^{0.5}	fck = 0,83 Rck	fcd= fck/γc	fcu = 0,85fcd
Classe e resistenza cubica caratt. N/mm ²	Modulo elastico N/mm ²	Resistenza cilindrica caratt. N/mm ²	Resistenza cilindrica di calcolo (progetto) N/mm ²	Tensione limite ultima del cls N/mm ²
37	34672	30,70	20,50	17,4
30	31.220	24,90	15,60	13,2
25	28.500	20,80	13,0	11,0

5.1.2 Acciaio per c.a. :

tipo	Es	fyk	ftk	fyd = fyk/γs
Acciaio a.m. in barre contr. In stabil.	Modulo elastico N/mm ²	Resistenza caratt. snerv. N/mm ²	Tensione caratteristica a rottura (N/mm ²)	Resistenza di calcolo (progetto) N/mm ²
B450C	210.000	450	540	391

5.2 RESISTENZE DI CALCOLO PER LA CARPENTERIA METALLICA

5.2.1 Acciaio laminato

Le resistenze caratteristiche e le costanti elastiche per l'acciaio laminato, per il calcolo allo stato limite elastico delle sezioni, sono le seguenti:

Modulo elastico:	E = 210000 MPa
Modulo di elasticità trasversale	G = E/2/(1+v)
Coefficiente di Poisson	v = 0,3
Coefficiente di espansione termica	α = 12x10 ⁻⁶ C ⁻¹ (fino a 100 °)
Densità	7850 kg/m ³

SLU	tipo	fyk
stato limite elasto-plastico della sezione	t < 40 mm	resist. caratteristica di snerv.
vecchia nomenclatura	nomenclatura UNI 10025_1-5	N/mm ²
Fe 360	S235JR	235
Fe430	S275JR	275
Fe510	S355JR	355

Le resistenze di calcolo si ottengono dalle precedenti dividendole per i seguenti coefficienti di sicurezza:
Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

5.2.2 Unioni bullonate e saldate

Le resistenze di calcolo per i bulloni, per il calcolo allo stato limite elastico delle sezioni, sono le seguenti:

Condizione	Classe vite	ft	fy	fd,N	fd,V
Stato limite elastico della sezione (S.L.U.)		Resistenza caratt. a rottura N/mm ²	Resistenza caratt. a snervamento N/mm ²	Resistenza di calcolo (progetto) a trazione N/mm ²	Resistenza di calcolo (progetto) a taglio N/mm ²
	6.8	600	480	360	255
	8.8	800	640	560	396
	10.9	1000	900	700	495

Tabella 4.2. XII Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Preacarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

Le unioni saldate sono di tipo a cordoni d'angolo non soggette a fatica realizzate mediante saldatura ad arco o a filo sotto flusso e pertanto dovranno rispettare i criteri di accettabilità di cui al livello C della UNI EN ISO 5817/2004



5.2.3 Unioni con tasselli chimici e meccanici

Le resistenze di calcolo per i tasselli tipo Hilti, per il calcolo allo stato limite, sono le seguenti:

	$N_{Rd,c}$ (KN)	$V_{R,dc}$ (KN)	s (mm) interasse	c (mm) dist. dal bordo
tassello HY 50 e barra HAS M12	4,9	5,6	100	50
tassello chimico tipo HVU e barra HAS M16	28,9	34,6	250	250
tassello chimico tipo HVU e barra HAS M20	52,4	10,3		
tassello HST-R	4,9	5,6	100	50

I suddetti valori vengono opportunamente ridotti in caso di interassi o distanze dal bordo o profondità di posa inferiori ai valori di riferimento, secondo tabelle Hilti. Per sforzi combinati, detto α l'angolo della risultante F sulla verticale, si ha:

$$F_{lim} = \left(\left(\frac{\cos \alpha}{N_r} \right)^{1,5} + \left(\frac{\sin \alpha}{V_r} \right)^{1,5} \right)^{-2/3}$$

5.3 TERRENO DI FONDAZIONE

Per il terreno di fondazione le "Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14.01.2008) prevedono due differenti possibilità per definire i parametri del terreno :

parametro	parametro al quale applicare il coefficiente parziale	coeff.parziale γ_m	
		M1	M2
tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	1.00	1.00

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,
- La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nel valutare le spinte sulle pareti perimetrali, assumiamo, in base alla relazione relazione geologico-tecnica e indagine geognostica RCFR10014CER01860, un terreno incoerente con la seguente caratterizzazione:

$\phi' = 27^\circ$

$c_u = 13 \text{ kPa}$

$\gamma = 1.5 \text{ kN/m}^3$

Falda a -1.00 m dal piano di campagna.



6 SCHEMI DI CARICO

6.1 Verifica Stato Limite di Sollevamento

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d)

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Si adottano rispettivamente i coefficienti 0,9 per i carichi permanenti favorevoli (peso proprio vasca), 1,1 per i carichi permanenti sfavorevoli (acqua):

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

In questo caso la struttura risulta costruita al di sopra della falda (il terreno intorno alla vasca è un rilevato) e quindi non è da considerare il problema del sollevamento.

6.2 Verifica del Solaio di copertura

Il solaio di copertura è realizzato mediante solaio alveolare in c.a.p. tipo NEOCEM CP2A H=28 cm con soletta integrativa di 4 cm armata con rete $\Phi 8/20 \times 20$.

E' sufficiente un'armatura di precompressione di tipo T1. L'impermeabilizzazione finale sarà eseguita mediante trattamento delle superfici con i prodotti IDEAL HARD e successivamente AQUAPEL S.

Lo schema di calcolo adottato è di solaio su 3 appoggi. Si è seguito un'analisi dei carichi agenti sulla struttura. In particolare, si è fatto riferimento ai seguenti valori:

- Peso proprio solaio con soletta 4cm: 5.15 kN/m²
- Sovraccarico accidentale (cat F): 2.50 kN/m²

Si esegue la verifica allo Stato limite ultimo.

Definito il carico distribuito nella peggiore combinazione di calcolo:

$$q = 1.3 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 = 10.45 \text{ kN/m}^2.$$

Il momento flettente massimo, trascurando la continuità, vale:

$$M_{sd} = qb^2/8 = 10.45 \times 9^2 / 8 = 105.81 \text{ kNm} < 140,22 \text{ (armat. TIPO 1)}$$



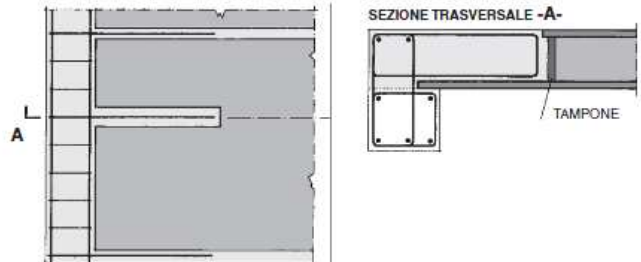
* VALORE MEDIO INDICATIVO RELATIVO ALLE NERVATURE LONGITUDINALI, ALLA SOLETTA ED ALLE FRESATURE DI TESTATA (1 PER TESTATA) ESCLUSO GETTO SULLE TRAVI

PRESTAZIONI DI SERVIZIO E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE RIFERITE ALLA STRISCIA DI SOLAIO LARGA 1 METRO

PANNELLO	ALTEZZE		PESO PROPRIO kN/m ²	* CONGLOM. PER GETTO m ² /m ²	ARMATURA TIPO	PRESTAZ. DI SERVIZIO		CARATTERISTICHE MECCANICHE				
	SOLETTA	TOTALE				MOMENTO DI SERVIZIO	MOMENTO DI ROTTURA	ASSE BARIC. X sup. cm	MOMENTO D'INERZIA J cm ⁴	MODULI RESISTENTI		
	h _p cm	H cm				Ms kNm	Mr kNm			SUPERIORE PANNELLO Ws cm ³	SUPERIORE SOLETTA Wss cm ³	INFERIORE SOLAIO Wi cm ³
15	0	15	2,50	0,010	1	23,01	37,81	7,85	23247	2962	-	3250
					2	36,67	62,43	7,90	23424	2966	-	3298
					3	42,74	70,53	7,91	23443	2963	-	3307
	4	19	3,50	0,070	1	-	51,83	8,68	50369	10762	5801	4882
					2	-	80,48	8,74	50921	10742	5825	4964
					3	-	93,12	8,77	51086	10709	5825	4993
	6	21	4,00	0,090	1	-	60,56	9,37	66644	19775	7113	5730
					2	-	94,41	9,43	67414	19654	7149	5826
					3	-	110,28	9,46	67683	19561	7155	5865
	8	23	4,50	0,110	1	-	69,23	10,13	85637	40205	8457	6652
					2	-	108,65	10,19	86644	39563	8505	6762
					3	-	127,94	10,22	87036	39205	8517	6810
22	0	22	3,50	0,015	1	60,80	91,21	11,07	76743	6935	-	7018
					2	76,47	118,87	11,10	77087	6943	-	7074
					3	96,46	152,90	11,14	77557	6961	-	7143
	4	26	4,50	0,075	1	-	109,01	12,01	130828	16333	10896	9350
					2	-	140,11	12,05	131544	16340	10919	9428
					3	-	180,75	12,10	132460	16353	10949	9528
	6	28	5,00	0,095	1	-	120,57	12,70	161339	24080	12702	10546
					2	-	154,20	12,74	162255	24073	12733	10635
					3	-	198,21	12,80	163432	24034	12771	10750
	8	30	5,50	0,115	1	-	132,06	13,45	195521	35875	14539	11813
					2	-	169,86	13,49	196652	35820	14578	11911
					3	-	218,21	13,55	198120	35697	14626	12041
28	0	28	4,15	0,020	1	81,51	122,26	14,06	146035	10389	-	10474
					2	106,60	160,99	14,10	146744	10405	-	10559
					3	133,52	211,21	14,15	147767	10443	-	10669
	4	32	5,15	0,080	1	-	140,22	14,60	230290	21725	15776	13233
					2	-	182,90	14,65	231579	21744	15812	13344
					3	-	239,03	14,70	233252	21799	15864	13485
	6	34	5,65	0,100	1	-	151,83	15,17	274564	29941	18098	14582
					2	-	197,35	15,22	276142	29950	18144	14703
					3	-	256,26	15,28	278171	29975	18205	14859
	8	36	6,15	0,120	1	-	163,28	15,81	322532	41297	20400	15975
					2	-	212,61	15,86	324413	41274	20456	16107
					3	-	276,18	15,92	326827	41266	20526	16278

Lo stesso momento si deve considerare per l'appoggio in mezzera dove il solaio appoggia su un muro in c.a. di spessore 30 cm.

Appoggi - I pannelli debbono posizionarsi su appoggi complanari e a livello interponendo uno strato di malta od una striscia di neoprene al fine di evitare comportamenti trasversali anomali. L'appoggio minimo dei pannelli, al netto delle tolleranze, deve essere: - 15 cm su elementi in muratura, predisponendo l'appoggio diretto su un cordolo di ripartizione in c.a.; - 7 cm su struttura in c.a. È necessario prevedere all'estremità un'armatura inferiore aggiuntiva, atta ad assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio, convenientemente ancorata ed avvolta dal getto integrativo esteso all'interno degli alveoli interessati per almeno 80 cm.



La resistenza si ottiene inserendo delle armature sulla parte superiore $3\phi 24$ /lastra (2 nei due fori che vengono riempiti di calcestruzzo nei 3 m di solaio vicino all'appoggio e 1 nel giunto fra i pannelli). Tale armatura corrisponde a $13.57/1.2=11.31 \text{ cm}^2/\text{m}$. Si riportano le caratteristiche resistenti allo SLU della sezione di calcolo, che risulta verificata:

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

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

Titolo: sezione appoggio solaio

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	32

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11,31	5
2	11,31	27

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 116,2 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 18,78 ‰
 d 27 cm
 x 4,241 x/d 0,1571
 δ 0,7

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

$116,2 > 105,8 \text{ kNm/m}$

$= 1864,95 \text{ daNm}$

Si prevede comunque un'armatura inferiore per il taglio pari a $3\phi 12$ /lastra ovvero $3.39/1.2 = 2.82 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$V_{sd} = 10.45 \times 1.25 \times 9/2 = 58.78 \text{ kN/m}$

$V_{Rd} = v_{min} \times b_w \times d = 0.492 \times 533.3 \times 270 = 70,84 \text{ kN/m} > 58.78 \text{ kN/m}$

$v_{min} = 0.035 \times k^{1.5} \times (0.83 \times 37)^{0.5} = 0.492 \text{ MPa}$

$k = 1 + (200 / (320 - 50))^{0.5} = 1.86$



Azienda certificata **ISO 9001:2000**
RINA n.5923/01/S IQ Net n.IT-19510

Sede:
Piazza Roma, 19 Viale Felissent, 20/D
32045 S. Stefano di Cadore (BL) 31050 Villorba (TV)
tel 0435.62518 fax 0435.429027 tel 0422.318811 fax 0422.318888

LARGHEZZE RESISTENTI A TAGLIO cm/m	ALTEZZA cm	PANNELLO ISOLATO b ₀	PER SEZIONE CORRENTE b ₀₁	CON RIEMPIMENTO DI UN FORO b ₀₁	CON RIEMPIMENTO DI DUE FORI b ₀₁
	15	22,50	27,41	36,75	46,08
22	29,58	35,83	44,58	53,33	
28	29,58	35,83	44,58	53,33	

6.3 Verifica del Muro perimetrale

Il muro perimetrale è stato schematizzato come una trave in c.a. spessa 30 cm e vincolata con doppio appoggio al solaio di copertura ed alla platea di fondazione. Lo schema di calcolo è a favore di sicurezza. Sono state fatte inoltre le valutazioni riguardanti le spinte agenti sul muro sia in condizione statica che in condizione sismica.

6.3.1 Spinta delle terre in condizione sismica

Con riferimento al D.M. 14.01.2008 paragrafo 7.11.6 Opere di sostegno, l'azione sismica agente sulla struttura è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico: secondo il metodo dell'equilibrio limite (metodo pseudo-statico), ipotizzando che il terreno si trovi in condizioni di rottura per una prefissata forma della superficie di scorrimento, si ricerca la forma di questa superficie che risulta più gravosa ai fini dell'equilibrio del sistema; in particolare il metodo si basa sulla ricerca dell'inclinazione della superficie piana di rottura del terrapieno a tergo del muro (acr) che rende massima la spinta in condizioni attive, tenendo conto della presenza delle azioni dovute al sisma. Tale spinta viene valutata mediante la teoria di Mononobe-Okabe.

La struttura non risulta fondamentale ai fini di garantire la continuità del servizio della stazione anche durante l'evento sismico più gravoso. Per tale motivo si è deciso di verificare la struttura con le seguenti ipotesi: Vita Nominale dell'opera di 50 anni e Classe d'Uso II (strutture normali) $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50$ anni

A pagina seguente si riportano i dati sismici del sito.

$$S_s = 1.7 \cdot 0.6 \cdot 2.309 \cdot 0.229 = 1.383$$

$$a_{max} = 1.383 \cdot 0.229 = 0.317 \text{ g}$$

EdiLus-MS - Mappe Sismiche - ACCA Software S.p.A. - Windows Internet Explorer

http://www.acca.it/EdiLus-MS/

Il sito è SICURO

EdiLus-MS - Mappe Sismiche - ACCA Software S.p.A.

EdiLus-MS

Mappe Sismiche

Cerca

Mappe: Mappa Satellite Ibrida

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

es. "Via M. Giaculli, 114 MONTELLA"
 montesano sulla marcelliana

Latitudine: 40.28253769
 Longitudine: 15.66559377

Classe dell'edificio:
 Il. Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti.....

Vita Nominale Struttura:
 Periodo di Riferimento per l'azione sismica.....

Parametri di pericolosità sismica					
"Stato Limite"	T _r	a _g	F ₀	T _c	T _c *
	[anno]	[g]	[-]	[s]	[s]
Operabilità	30	0.052	2.423	0.280	0.280
Danno	50	0.070	2.383	0.294	0.294
Salvaguardia Vita	475	0.229	2.309	0.367	0.367
Prevenzione Collasso	975	0.312	2.338	0.394	0.394

ACCA SOFTWARE
 ACCA software S.p.A.
 il software per l'edilizia
 Tel.: 0827/69.504 - Fax: 0827/60.12.35
 P.IVA 01883740647 - E-mail: info@acca.it

40.28171922; 15.66483021

Termini e Condizioni di Utilizzo di Edilus-MS



In base a quanto indicato nella relazione geotecnica, si fa riferimento ad una categoria C per il suolo.
 La spinta sismica si determina come segue, e si applica a metà del muro:

CALCOLO SPINTA SISMICA MONOBE OKABE									
DATI	GRADI	RADIANTI							
$\varphi =$	27	0,471239	$\alpha_{cr} = (\varphi - \theta) + \arctan \left[\frac{\{\tan a (\tan a + \cot b) [1 + \tan(\delta + \beta + \theta) \cot b]\}^{\frac{1}{2}} - \tan a}{1 + \tan(\delta + \beta + \theta) (\tan a + \cot b)} \right]$						
$\theta =$	20,621	0,359905							
$\delta =$	18	0,314159							
$\varepsilon =$	0	0							
$\beta =$	0	0							
$a =$	$\varphi - \varepsilon - \theta =$	0,111334	<table border="1"> <tr> <td>$\alpha_{cr} =$</td> <td>RADIANTI</td> <td>GRADI</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0,434723</td> <td>24,90781</td> </tr> </table>	$\alpha_{cr} =$	RADIANTI	GRADI		0,434723	24,90781
$\alpha_{cr} =$	RADIANTI	GRADI							
	0,434723	24,90781							
$b =$	$\varphi - \beta - \theta =$	0,111334							
$k_h =$	0,31671		$K_{aE} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2}$						
$k_v =$	0,15835								
$\beta_m =$	1	0,017453	<table border="1"> <tr> <td>$K_{aE} =$</td> <td>0,537519</td> </tr> </table>	$K_{aE} =$	0,537519				
$K_{aE} =$	0,537519								
$a_{max} =$	0,31671								
$S =$	1,383								
$a_g =$	0,229		$S_{aE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot H^2 \cdot K_{aE}$						
TERRENO									
$\gamma =$	17		<table border="1"> <tr> <td>$S_{aE} =$</td> <td>25,99498</td> </tr> </table>	$S_{aE} =$	25,99498				
$S_{aE} =$	25,99498								
$H =$	2,6								



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

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

Titolo : **parete**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,14	5
2	3,14	25

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x w/d
 δ

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
 Precompresso

E' possibile considerare uno schema di carico uniformemente distribuito paria a:

$$q = 25.99/2.6 = 10 \text{ kPa}$$

$$M = 10 \times 2.3^2 / 8 = 6.61 \text{ kNm/m} < 34,66$$

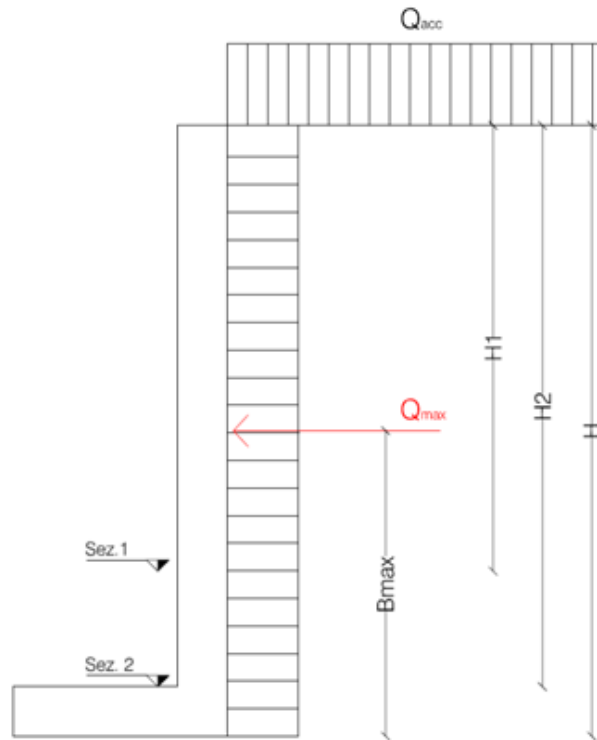
Armatura minima di parete risulta una doppia rete Ø10/25x25 che permette di rispettare il limite del 0.2%.

6.3.2 Spinta delle terre in condizioni statiche.

Si considera la presenza dei carichi distribuiti sopra descritti (sovraccarico accidentale 2,5 kN/m²). Inoltre si considera la spinta attiva dovuta al terreno in condizioni statiche.

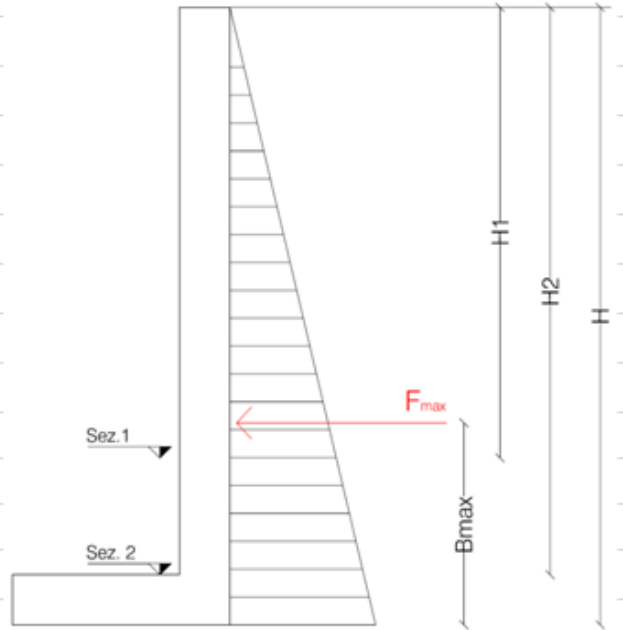
Si riportano i diagrammi di spinta nelle due condizioni.

SOVRACCARICO. ACC.		
DATI		RADIANTI
$\varphi =$	27	0,471238898
$Q_{acc} =$	2,5	
$K_a =$	0,37552	0,006554144
$K_p =$	2,66294	0,04647707
$H_{max} =$	2,60	
$H_1 =$	2,60	
$H_2 =$	2,60	
$B_{max} =$	1,3	
$B_1 =$	1,3	
$B_2 =$	1,3	
$\sigma(max) =$	0,93881	
$Q_{max} =$	2,44	
$Q_1 =$	2,44	
$Q_2 =$	2,44	
$M_1 =$	3.17	



SPINTA DELLE TERRE

DATI		RADIANTI
$\varphi =$	27	0,471238898
$\gamma =$	17	
$K_a =$	0,37552	0,006554144
$K_p =$	2,66294	0,04647707
$H_{max} =$	2,60	
$H_1 =$	2,00	
$H_2 =$	2,50	
$B_{max} =$	0,86667	
$B_1 =$	0,66667	
$B_2 =$	0,83333	
$\sigma(\text{sez.1}) =$	12,7678	
$\sigma(\text{sez.2}) =$	15,9598	
$\sigma(\text{max}) =$	16,5982	
$F_{max} =$	21,5777	
$F_1 =$	12.7678	



Il carico distribuito equivalente allo SLU risulta:
 $q = 1.3 \times 21.58/2.6 + 1.5 \times 2.44/2.6 = 12.20 \text{ kN/m}^2$
 $M = 12.2 \times 2.3^2/8 = 8.07 \text{ kNm/m} < 34.66$



6.4 Soletta di fondazione:

E' costituita da una lastra in C.A. di spessore 30 cm, armata con barre ad aderenza migliorata disposte a doppia maglia $\varnothing 12/25$ nella direzione dei 9 m di luce e $\varnothing 10/25$ trasversali (inferiori e superiori), lo schema di calcolo utilizzato è di trave continua su 3 appoggi su suolo elastico e in allegato 1 vengono riportate le verifiche effettuate.

Anche una sola striscia di 1,1 m di larghezza sarebbe in grado di trasferire il carico derivante dalla struttura al terreno di fondazione. Infatti il carico totale gravante in condizioni A1 risulta:

• Solaio 58,78 x 2	117.56
• Parete 25x1x0.3x2x1.3	19.50
• Platea 25x1.1x0.3x1.3	<u>10.73</u>
TOTALE	147.79 kN/m

A pagina seguente si riporta il calcolo di verifica della capacità portante in condizioni M1-R3 e risulta:

147.8 < 149,7 kN/m con una pressione limite di 142 kPa.

Dalla verifica della platea risulta che la tensione massima di compressione trasmessa dalla platea di fondazione è di 100 kPa ed è compatibile con il terreno ipotizzato anche in ipotesi non drenate ($c_u=75$ kPa).



DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE

FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970)

Metodo eurocode 7

Formula generale:

$$Q_{lim} = 1/2 g' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Dati d'ingresso:

Terreno di fondazione			
Coesione (c')	0	kPa	
Angolo di attrito (φ')	27	°	
Peso di volume terreno di fondazione (γ ₁)	18,0	kN/m ³	
Peso di volume terreno sopra fondazione (γ ₂)	18,0	kN/m ³	
Inclinazione piano campagna (β)	0	°	
Fondazione			
Larghezza (B)	1,10	m	
Lunghezza (L)	10,00	m	
Profondità piano di posa (D)	0,60	m	
Eccentricità dei carichi in dir B (eb)	0,00	m	
Eccentricità dei carichi in dir L (el)	0,00	m	
Inclinazione piano di posa (α)	0	°	
Carichi inclinati			
Componente orizzontale (H)	0,000	t	
angolo di H con dir di L (θ)	0,000	°	
Componente verticale (N)	137,060	t	
Larghezza equivalente (B')	1,10	m	
Lunghezza equivalente (L')	10,00	m	
Fattori capacità portante			
N _γ	14,47		
N _c	23,94		
N _q	13,20		
Fattori forma della fondazione			
s _γ	0,97		
s _c	1,05		
s _q	1,05		
Fattori inclinazione del carico			
i _γ	1,00	m	1,099099
i _c	1,00	mB	1,900901
i _q	1,00	mL	1,099099
Fattori inclinazione piano di posa			
b _γ	1,00		
b _c	1,00		
b _q	1,00		
Fattori inclinazione piano campagna			
g _γ	1,00		
g _c	1,00		
g _q	1,00		
Fattori profondità piano di posa			
d _c	1,18		
d _q	1,17		

Risultato:

Pressione limite (Q _{lim})	313,0	kPa	3442,93	kN
Coefficiente di sicurezza	2,3			
Pressione ammissibile (Q_{amm})	142,2	kPa	1496,93	kN



7 COMPORTAMENTO SCATOLARE GLOBALE

La struttura assorbirà le sollecitazioni orizzontali derivanti dal sisma e dalle spinte orizzontali delle terre mediante un comportamento scatolare con strutture a pareti come descritte al §7.4.3.1 del DM 14/01/08.

Si è eseguita un'analisi statica lineare considerando la struttura non dissipativa ovvero con un fattore di struttura $q=1$, dalla quale è emerso che anche la normale armatura che rispetta il limite di 0.2% (verticale e orizzontale) è sufficiente per resistere alle sollecitazioni sismiche.

Per tale motivo si possono trascurare le prescrizioni sulle limitazioni di armatura di cui al §7.4.6.2.4.

Ovviamente nella verifica non si è tenuto conto della contemporanea azione di sisma e acqua, visto che la vasca si riempie solo in caso di eventi meteorici straordinari che generano un'onda di piena nel canale tale da comportare appunto l'accumulo di acqua all'interno della vasca di laminazione.

7.1 Spinta del sisma

Massa partecipante:

- Solaio $18.3 \times 36.6 \times 5.15 =$ 3450 kN
- Metà altezza dei muri $(36.3 \times 3 + 18 \times 2) \times 0.3 \times 25 \times 1 =$ 1087
- Sovraccarico accidentale $2.5 \times 18.3 \times 36.6 \times 0.3$ 502,0

TOTALE 5039.33 kN (504 tonnellate)

$$S_s = 1.7 - 0.6 \times 2.309 \times 0.229 = 1.383$$

$$a_{\max} = 1.383 \times 0.229 = 0.317 \text{ g}$$

$$F_h = S_d \times W \times \lambda/g \times \delta = 0.317 \times 2.309 \times 5039 \times (1 + 0.6 \times 18/36) = 4796 \text{ kN}$$

A questa spinta orizzontale si è aggiunta quella derivante dalla spinta del terrapieno (solo su un lato).

Le verifiche hanno evidenziato che trattandosi di una struttura molto larga e bassa le sollecitazioni sono molto ridotte anche in ipotesi di duttilità nulla ovvero non si entrerà mai in campo plastico.

8 CONCLUSIONI

Viste le verifiche di cui sopra le strutture della vasca di raccolta oli sono adeguate alle norme vigenti.

IL COMMITTENTE

TERNA S.p.A.

IL PROGETTISTA

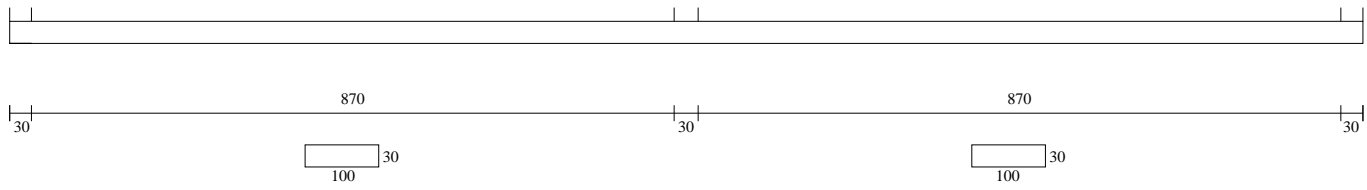
DBA Progetti S.p.A.

Ing. Alessandro Bertino

ALLEGATO 1: platea vasca laminazione

TRAVE SU SUOLO ELASTICO

Geometria di input



Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 1 sezione rettangolare H 30.0 B 100.0 Cs 3.0 Ci 3.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

campata n.	luce	sezione	larghezza suola	K Winkler		Y asse
				compressione	trazione	
campata n. 1	900.0	1	100	3.00	0.00	0.00
campata n. 2	900.0	1	100	3.00	0.00	0.00

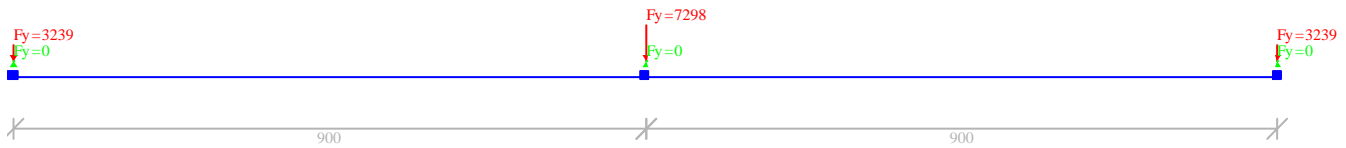
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza
1	30 diretto	
2	30 diretto	
3	30 diretto	

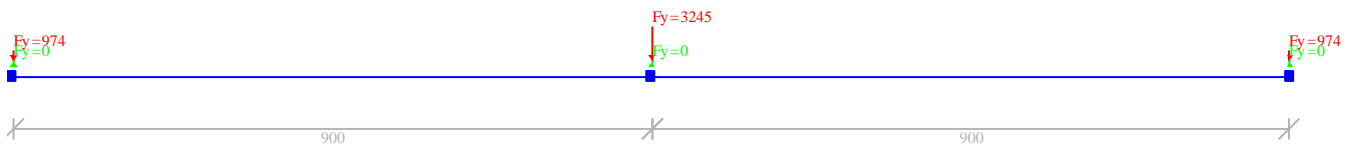
CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

condizione n. 1	Permanente
condizione n. 2	Variabile copertura
condizione n. 3	Permanente portato
condizione n. 4	Variabile acqua

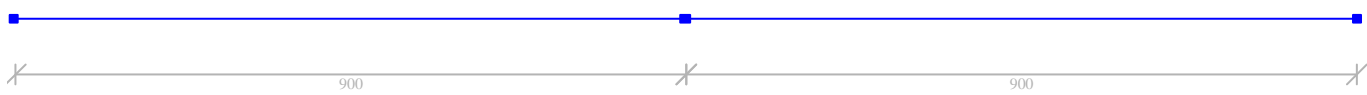
Condizione di carico n° 1 Permanente



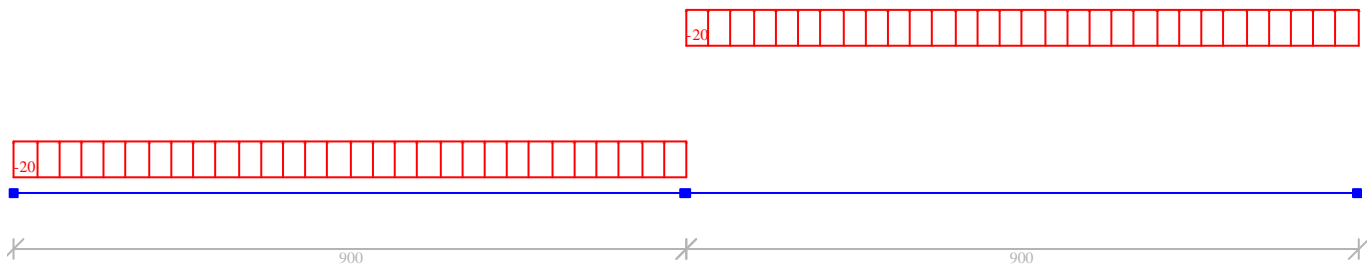
Condizione di carico n° 2 Variabile copertura



Condizione di carico n° 3 Permanente portato



Condizione di carico n° 4 Variabile acqua



BeamCAD 19.4-Relazione di calcolo

CARICHI CONCENTRATI SUGLI APPOGGI

condizione n.	appoggio n.	carico verticale	momento	cedimento verticale	rotazione
1	1	3239	0	0	0
	2	7298	0	0	0
	3	3239	0	0	0
2	1	974	0	0	0
	2	3245	0	0	0
	3	974	0	0	0
3	1	0	0	0	0
	2	0	0	0	0
	3	0	0	0	0
4	1	0	0	0	0
	2	0	0	0	0
	3	0	0	0	0

CARICHI LINEARI SULLE CAMPATE

campata n.	condizione n.	valore iniziale	valore finale
1	1	0	0
	2	0	0
	3	0	0
	4	20	20
2	1	0	0
	2	0	0
	3	0	0
	4	20	20

COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE ULTIMI

combinazione n.	cond. n. 1	2	3	4
1	1.30	1.50	1.50	1.50
2	1.00	1.50	1.50	1.50
3	1.30	0.00	1.50	1.50
4	1.00	0.00	1.50	1.50
5	1.30	1.50	0.00	1.50
6	1.00	1.50	0.00	1.50
7	1.30	0.00	0.00	1.50
8	1.00	0.00	0.00	1.50
9	1.30	1.50	1.50	0.00
10	1.00	1.50	1.50	0.00
11	1.30	0.00	1.50	0.00
12	1.00	0.00	1.50	0.00
13	1.30	1.50	0.00	0.00
14	1.00	1.50	0.00	0.00
15	1.30	0.00	0.00	0.00
16	1.00	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO QUASI PERMANENTI

combinazione n.	cond. n. 1	2	3	4
1	1.00	0.00	1.00	0.00
2	1.00	0.00	1.00	1.00

COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO FREQUENTI

combinazione n.	cond. n. 1	2	3	4
1	1.00	0.00	1.00	1.00
2	1.00	0.00	1.00	0.00

COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO RARI

combinazione n.	cond. n. 1	2	3	4
1	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.00	0.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	0.00
4	1.00	0.00	1.00	0.00

COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI PER PRESSIONI SUL TERRENO (A1 STR)

combinazione n.	cond. n. 1	2	3	4
1	1.30	1.50	1.50	1.50
2	1.00	1.50	1.50	1.50
3	1.30	0.00	1.50	1.50
4	1.00	0.00	1.50	1.50
5	1.30	1.50	0.00	1.50
6	1.00	1.50	0.00	1.50
7	1.30	0.00	0.00	1.50
8	1.00	0.00	0.00	1.50
9	1.30	1.50	1.50	0.00
10	1.00	1.50	1.50	0.00
11	1.30	0.00	1.50	0.00
12	1.00	0.00	1.50	0.00
13	1.30	1.50	0.00	0.00
14	1.00	1.50	0.00	0.00
15	1.30	0.00	0.00	0.00
16	1.00	0.00	0.00	0.00

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo $R_{ck} = 350$
 Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio $f_{yk} = 4300$
 Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3) = 3
 Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4) = -0.0004

Diagramma dei momenti (daN*cm)

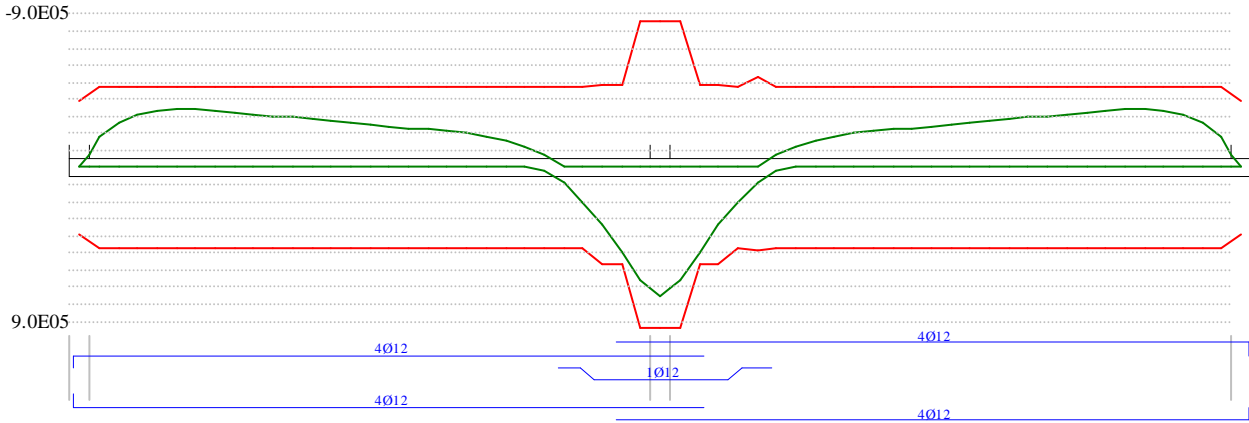
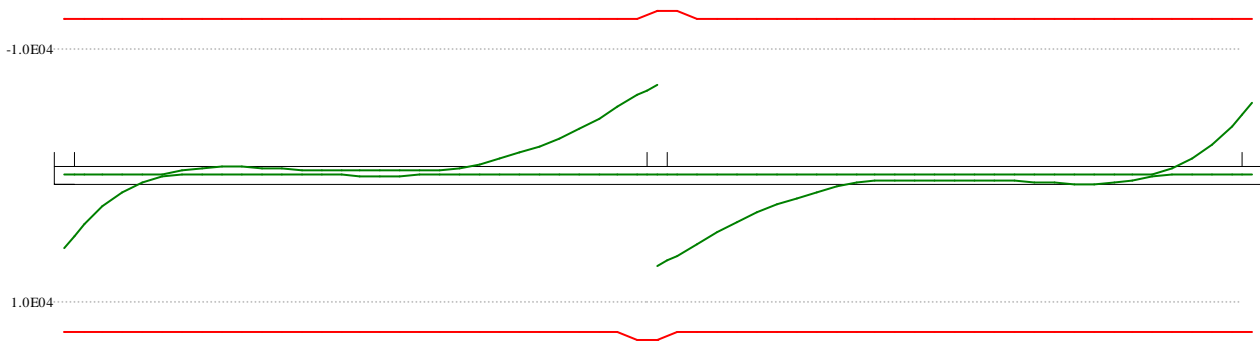
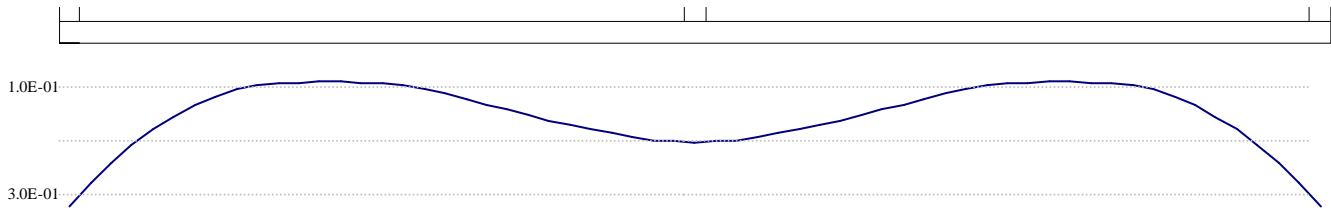


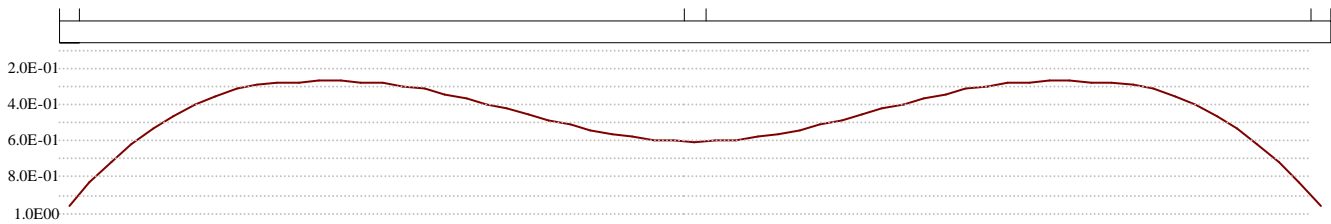
Diagramma dei tagli (daN)



Cedimenti



Pressioni



BeamCAD 19.4-Relazione di calcolo

OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN, apertura fessure in mm).

campata n. 1 tra gli appoggi -
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	3.7	4.8	3.8	4.8	0	0	-3945	.084	.000	.000	.000	933	-57		124	0	0.79
15	4.5	4.8	4.5	4.8	-718	-718	-4727	.102	.000	.000	.000	933	-48		124	0	0.79
150	4.5	4.8	4.5	4.8	-3392	-3392	-4727	.102	.000	.000	.000	933	0		124	0	0.79
150	4.5	4.8	4.5	4.8					.000	.000	.000	933	-1		124	0	0.79
300	4.5	4.8	4.5	4.8	-2993	-3032	-4727	.102	.000	.000	.000	933	6		124	0	0.79
600	4.5	4.8	4.5	4.8	-1966	-2002	-4727	.102	.000	.000	.000	933	6		124	0	0.79
885	9.0	4.8	10.2	4.8	7003	7003	9437	.156	.000	.000	.000	933	67		130	0	0.79
900	9.0	4.8	10.2	4.8	8011	7507	9437	.156	.000	.000	.000	933	72		130	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	σt.max	f.min	σt.min
0	0	0	0	0	0									0.32	0.96	0.13	0.38
15	-533	3	52	-410	3									0.30	0.89	0.11	0.34
150	-2519	16	245	-1936	13									0.15	0.46	0.03	0.08
300	-2217	14	216	-1663	11									0.09	0.28	-0.02	0.00
600	-1441	9	140	-967	6									0.13	0.40	0.01	0.03
885	5143	58	2237	3569	40	28.3	0.19	0.13	0.13					0.20	0.60	0.05	0.16
900	5514	62	2398	3825	43	28.3	0.21	0.14	0.14					0.20	0.61	0.05	0.16

campata n. 2 tra gli appoggi -
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	9.0	4.8	10.2	4.8	8011	7507	9437	.156	.000	.000	.000	933	-72		130	0	0.79
15	9.0	4.8	10.2	4.8	7003	7003	9437	.156	.000	.000	.000	933	-67		130	0	0.79
300	4.5	4.8	4.5	4.8	-1966	-2002	-4727	.102	.000	.000	.000	933	-6		124	0	0.79
600	4.5	4.8	4.5	4.8	-2993	-3032	-4727	.102	.000	.000	.000	933	-6		124	0	0.79
885	4.5	4.8	4.5	4.8	-718	-718	-4727	.102	.000	.000	.000	933	48		124	0	0.79
900	3.7	4.8	3.8	4.8	0	0	-3945	.084	.000	.000	.000	933	57		124	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	σc.R	σf.R	Mese.QP	σc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	f.max	σt.max	f.min	σt.min
0	5514	62	2398	3825	43	28.3	0.21	0.14	0.14					0.20	0.61	0.05	0.16
15	5143	58	2237	3569	40	28.3	0.19	0.13	0.13					0.20	0.60	0.05	0.16
300	-1441	9	140	-967	6									0.13	0.40	0.01	0.03
600	-2217	14	216	-1663	11									0.09	0.28	-0.02	0.00
885	-533	3	52	-410	3									0.30	0.89	0.11	0.34
900	0	0	0	0	0									0.32	0.96	0.13	0.38