19/11/2010	PRIMA EMISSIONE

D B A PROGETTI

Sede Legale:
Piazza Roma, 19
32045 S.Stefano di Cadore (BL)
Tel. 0435/62518 - Fax 0435/429027
Sede secondaria:
Viale Felissent, 20/D
31050 Villorba (TV)
Tel. 0422/318811-Fax 0422/31888

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

N.	DATA	VERIFICA RISPONDENZA	UNITA' TERNA	RIFERIMENTO BENESTARE
00	19/11/2010	E. FARCI	SRI-PRI RM	MAIL TERNA S.P.A. DEL 11/01/2011

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO
RELAZIONE	RCFR10014CER01902

PROGETTO	TITOLO
TE-FR-10-014	STAZIONE 380/150kV di MONTESANO
RICAVATO DAL DOC. TERNA	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	
	RELAZIONE DI CALCOLO VASCA RISERVA ACQUA VIGILI DEL FUOCO TG 712

RCFR10014CER01902	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
RCFR10014CER01902_00.doc		A4		

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.

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 7
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 10
6 SCHEMI DI CARICO 13
6.1 Verifica Stato Limite di Sollevamento 13
6.2 Verifica del Solaio di copertura 14
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. 17
Soletta di fondazione: 18
7 ALLEGATO N. 1 – CALCOLO E VERIFICHE MURO PERIMETRALE 20
8 CONCLUSIONI 24

1 PREMESSA

La seguente relazione tecnica ha lo scopo di verificare la struttura in c.a. della vasca di riserva acqua vigili del fuoco 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 particelle 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 dichiarata zona sismica di I^{a} categoria ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. 3274 e successive modifiche.

Le opere in oggetto della presente relazione sono costituite da una struttura interrata composta da una platea di fondazione in c.a. , da quattro muri perimetrali in c.a. e da una soletta di copertura in c.a. rivestita da 50cm di terreno. Le verifiche sono state eseguite con riferimento alle normative in vigore secondo il metodo degli SLU previsto dal DM 14.01.2008 e dall' Eurocodice 3.

La procedura di calcolo si sviluppa secondo i passi elencati:

- Analisi dei carichi, dimensionamento e verifica al galleggiamento
- Analisi dei carichi, dimensionamento e verifica della soletta di copertura in c.a.
- 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 riserva acqua vigili del fuoco in tavola DCFR10014CER01903-Carpenteria.
- disegno esecutivo della vasca di riserva acqua vigili del fuoco in tavola DCFR10014CER01904-armatura.

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:

a) stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo, della capacità portante o comunque al raggiungimento di condizioni estreme;

b) 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:

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

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 sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 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_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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:

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

E il valore caratteristico dell'azione sismica;

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

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

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=fcck	Ec= 5700Rck^0.5	fck = 0,83 Rck	fcd= fck/γc	fcu = 0,85fcd	σ_{camm1}	σ_{camm2}	τ_{c0}	τ_{c1}
Classe e resistenza cubica caratt. *N/mm²*	Modulo elastico *N/mm²*	Resistenza ciilindrica caratt. *N/mm²*	Resistenza cilindrica di calcolo (progetto) *N/mm²*	Tensione limite ultima del cls *N/mm²*	Tensione amm. Per flessione *N/mm²*	Tensione amm. Per compression e semplice s> 25 cm *N/mm²*	Tensione amm. A taglio senza armature *N/mm²*	Tensione amm. a taglio con armature *N/mm²*
30	31.220	24,90	15,60	13,2	8,5	5,95	0,533	1,68
25	28.500	20,80	13,0	11,0	9,75	6,82	0,600	1,82

5.1.2 Acciaio per c.a. :

tipo	Es	fyk	ftk	fyd = fyk/γs	σ_{samm}
Acciaio a.m. in barre contr. In stabil.	Modulo elastico *N/mm²*	Resistenza caratt. snerv. *N/mm²*	Tensione caratteristica a rottura (N/mm²)	Resistenza di calcolo (progetto) *N/mm²*	Tensione ammissibile *N/mm²*
FeB 44k	200.000	430	540	374	260

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+ν)

Coefficiente di Poisson ν = 0,3

Coefficiente di espansione termica $\alpha = 12x10^{-6}\ C^{-1}$ (fino a 100 °)

Densità 7850 kg/m³

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

Le resistente 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	σb,adm	τb,adm
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*	Tensione ammissibile a trazione *N/mm^2*	Tensione ammissibile a taglio *N/mm^2*
	6.8	600	480	360	255	280	198
	8.8	800	640	560	396	373	264
	10.9	1000	900	700	495	467	330

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 per SLE	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico 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:

$$F_{lim} = \left(\left(\frac{\cos\alpha}{Nr} \right)^{1.5} + \left(\frac{sen\alpha}{Vr} \right)^{1.5} \right)^{-2/3}$$

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 φ'_κ	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 geologico-tecnica e indagine geognostica RCFR10014CER01860, un terreno incoerente con la seguente caratterizzazione:

$\phi' = 27°$

$c_u = 13$ kPa

$\gamma = 1.5$ kN/m^3

Falda a livello dell'estradosso della vasca.

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

Il peso complessivo della vasca, comprendente pareti in elevazione e platea di fondazione vale:

Platea Fond. = 0.3*(12.30*6.80)*2500 = 62730 daN

Muri = 0.35*2.50*(11.35+5.85)*2*2500 = 75250 daN

Soletta Sup. = 0.3*(11.70*6.20)*2500 = 54405 daN

Muretto = 0.10*(1.80+1.20)*0.6*2*2500 = 900 daN

G_{vasca} = = 193285 daN

Il peso del terreno sovrastante la vasca vale:

$G_{terreno}$ = (0.5*11.70*6.20+(6.50+12.00)*2*3.30*0.3)*1900 = 138510 daN

$G_{stb} = G_{vasca} + G_{terreno}$ = 193285 +138510 = 331795 daN

$G_{stb,d}$ = 331795*0,9 = 298616 daN

La spinta verso l'alto dovuta all'acqua di falda vale:

V_{inst} = (6.20*11.70*3.10)*1000 = 224874 daN

$V_{inst,d}$ = 224874*1,1 = 247362 daN

$V_{inst,d} > G_{stb,d}$

La verifica risulta soddisfatta.

6.2 Verifica del Solaio di copertura

Il solaio di copertura è realizzato a soletta piena in C.A. di spessore 30 cm, armata con barre ad aderenza migliorata disposte a doppia maglia Φ16/20x20 (inferiori e superiori), lo schema di calcolo adottato è di lastra appoggiata su 4 lati diseguali. Dai dati presenti nella relazione geotecnica si è ricavato il peso proprio del terreno e si è in seguito proceduto ad un'analisi dei carichi agenti sulla struttura. In particolare, si è fatto riferimento ai seguenti valori:

- Peso proprio del terreno: 1,8kN/m^{3}x0,50m = 900 daN/m^2
- Peso proprio lastra 30cm: 750 daN/m^2
- Peso proprio rivestimento con guaina: 15 daN/m^2
- Sovraccarico accidentale: 400 daN/m^2

Si esegue la verifica allo Stato limite ultimo, ottenuta applicando il Metodo semplificato di Grashof.

Definito il carico distribuito nella peggiore combinazione di calcolo:

q = 1.3x750 + 1.5x(15+900) + 1.5x400 **= 2948 daN/m^2.**

Il carico relativo a due strisce perpendicolari di soletta, larghe 1m vale:

q_b = q x $a^4/(a^4+b^4)$ = q x $11.35^4/(11.35^4+5.85^4)$ = 2948 x **0.934** = **= 2754 daN/m**

q_a = q x $b^4/(a^4+b^4)$ = q x $5.85^4/(11.35^4+5.85^4)$ = 2948 x **0.066** = **= 195 daN/m**

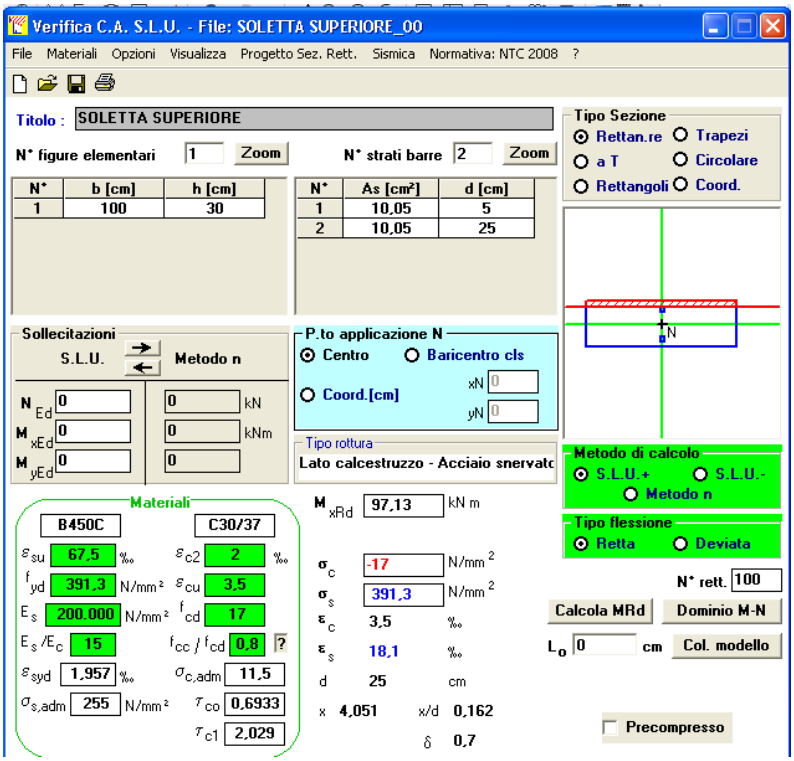
Il momento flettente massimo nelle due direzioni, nell'ipotesi di vincolo di parziale incastro ai lati, vale:

M_b = $qb^2/12$ = 2754 x5.85^2 / 12 **= 7854 daNm**

M_a = $qa^2/12$ = 195 x11.40^2 / 12 **= 2112 daNm**

Si riportano le caratteristiche resistenti allo SLU della sezione di calcolo, che risulta verificata:

$M_{s,max}$ = 78.54 kNm < M_{rd} = 94.56 kNm



6.3 Verifica del Muro perimetrale

Il muro perimetrale è stato schematizzato come una trave in c.a. spessa 35 cm e vincolata con doppio appoggio al solaio di copertura ed alla soletta 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.
Il calcolo di verifica del muro è stato eseguito col programma di calcolo BeamCAD 19.4.
I valori di calcolo e verifica sono riportate nel tabulato di calcolo in **Allegato 1**.

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 base sulla ricerca dell'inclinazione della superficie piana di rottura del terrapieno a tergo del muro (αcr) 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.

Nell'ipotesi di Vita Nominale dell'opera di 100 anni e Classe d'Uso IV (strutture importanti ai fini della sicurezza per la Protezione Civile):
$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2 = 200$ anni

Nel sito in oggetto risulta:

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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,112	2,355	0,329
SLD	201	0,147	2,345	0,343
SLV	1898	0,396	2,415	0,419
SLC	2475	0,437	2,447	0,428

A favore di sicurezza, si fa riferimento ad una categoria C per il suolo.

La spinta sismica si determina come segue, e si applica nel punto di applicazione della spinta statica:

Sede legale:
Piazza Roma, 19
32045 S. Stefano di Cadore (BL)
tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:
Viale Felissent, 20/D
31050 Villorba (TV)
tel 0422.318811 fax 0422.318888

CALCOLO SPINTA SISMICA MONONOBE OKABE

DATI	GRADI	RADIANTI
φ=	27	0,471239
θ=	28,82759	0,503177
δ=	18	0,314159
ε=	0	0
β=	0	0
a=	$\varphi-\theta$ =	-0,031938
b=	$\varphi-\beta-\theta$ =	-0,031938
k_h=	0,483164	
k_v=	0,215382	
β_m=	1	0,017453
a_{max}=	0,483164	
S=	1,09	
a_g=	0,396	
TERRENO		
γ=	15	
H=	3,6	

$$K_{aE} = \frac{\cos^2(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varphi+\delta)\operatorname{sen}(\varphi-\varepsilon-\theta)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cos(\varepsilon-\beta)}}\right]^2}$$

K_{aE}= 0,818863482

$$S_{aE} = \frac{1}{2}\gamma\cdot(1-k_v)\cdot H^2\cdot K_{aE}$$

S_{aE}= 62,42373506

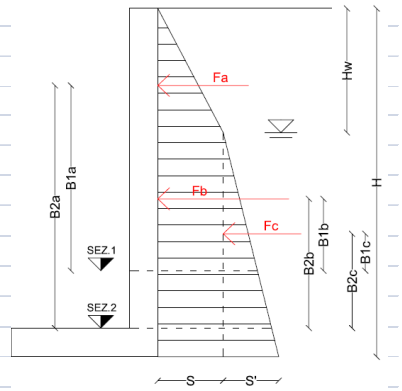
Essendo la struttura completamente interrata, si muoverà col terreno stesso e non considereremo il carico sismico.

6.3.2 Spinta delle terre in condizioni statiche.

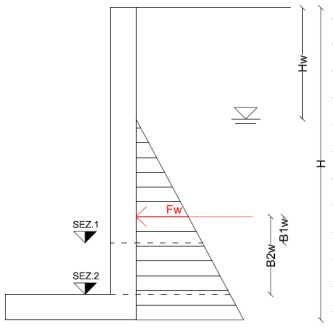
Si considera la presenza dei carichi distribuiti sopra descritti (strato di terreno di 50 cm e sovraccarico accidentale), che si considerano entrambi come un sovraccarico distribuito pari a 1300 daN/mq. Inoltre si considera la spinta attiva dovuta al terreno in condizioni statiche.

Si riportano i diagrammi di spinta nelle due condizioni.

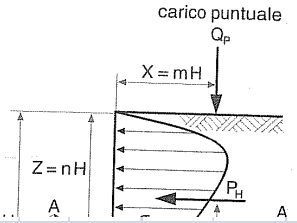
SPINTA TERRE CON ACQUA		
DATI		RADIANTI
φ =	27	0,471238898
γ =	1500	
γ_{sat} =	1900	
γ_w =	1000	
γ' =	900	
K_a =	0,37552	0,006554144
K_p =	2,66294	0,04647707
H_{max} =	3,10	
H_1 =	2,00	
H_2 =	2,80	
H_w =	0	
S =	0	
S'_1 =	675,945	
S'_2 =	946,323	
F_a =	0	
F_{b1} =	0	
F_{c1} =	675,945	
B_{a1} =	2	
B_{b1} =	1	
B_{c1} =	0,66667	
F_{b2} =	0	
F_{c2} =	1324,85	
B_{a2} =	2,8	
B_{b2} =	1,4	
B_{c2} =	0,93333	
S + S' =	1047,71	
F_{max} =	1623,96	
F_1 =	675,945	
F_2 =	0	



SPINTA DELL'ACQUA		
DATI		RADIANTI
φ =	27	0,471238898
γ =	1500	
γ_{sat} =	1900	
γ_w =	1000	
γ' =	900	
K_a =	0,37552	0,006554144
K_p =	2,66294	0,04647707
H_{max} =	3,10	
H_1 =	2,00	
H_2 =	2,80	
H_w =	0,00	
B_{w1} =	0,66667	
B_{w2} =	0,93333	
B_2 =	0,93333	
σ(sez.1) =	2000	
σ(sez.2) =	2800	
σ(max) =	3100	
F_w =	4805	
F_{w1} =	2000	
F_{w2} =	3920	



AUTOMEZZO		
DATI		RADIANTI
φ =	27	0,471238898
Q_P =	15000	
K_a =	0,37552	0,006554144
K_p =	2,66294	0,04647707
H_{max} =	3,10	
H_1 =	2,00	
H_2 =	2,80	
X =	0,6	
m =	0,19355	
n =	0,64516	
R =	1,829	
P_H =	4178,57	
B_1 =	0,729	



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 Φ16/20x20 (inferiori e superiori), lo schema di calcolo utilizzato è di lastra su 4 lati diseguali.

Si esegue una verifica strutturale nella combinazione peggiore allo SLU.
Il carico totale trasmesso (applicato all'innesto muro-soletta) vale:

Dovuto alla soletta:	2947 x 6.20 x 11.70	= 213776 daN
Dovuto ai muri:	1.3 X (2.5 m x 0.35 m x 34.40 m) x 2500	= 86004 daN

Carico distribuito di reazione del terreno nell' ipotesi di fondazione rigida:

q = (213776 + 86004) / 6.8 x 14.30 = **= 3083 daN/mq**

Corrisponde ad una pressione sul terreno di limitata entità (0,31 daN/cmq allo stato limite ultimo).
Al carico di reazione del terreno si detrae il peso della soletta, che agisce in senso inverso (750 daN/mq)
Il carico distribuito agente complessivamente vale quindi:

q = 3083 – 750 **= 2333 daN/mq**

Si esegue la verifica allo Stato limite ultimo, ottenuta applicando il Metodo semplificato di Grashof.
Il carico relativo a due strisce perpendicolari di soletta, larghe 1m vale:

q_b = q x **0.934** = **= 2179 daN/m**

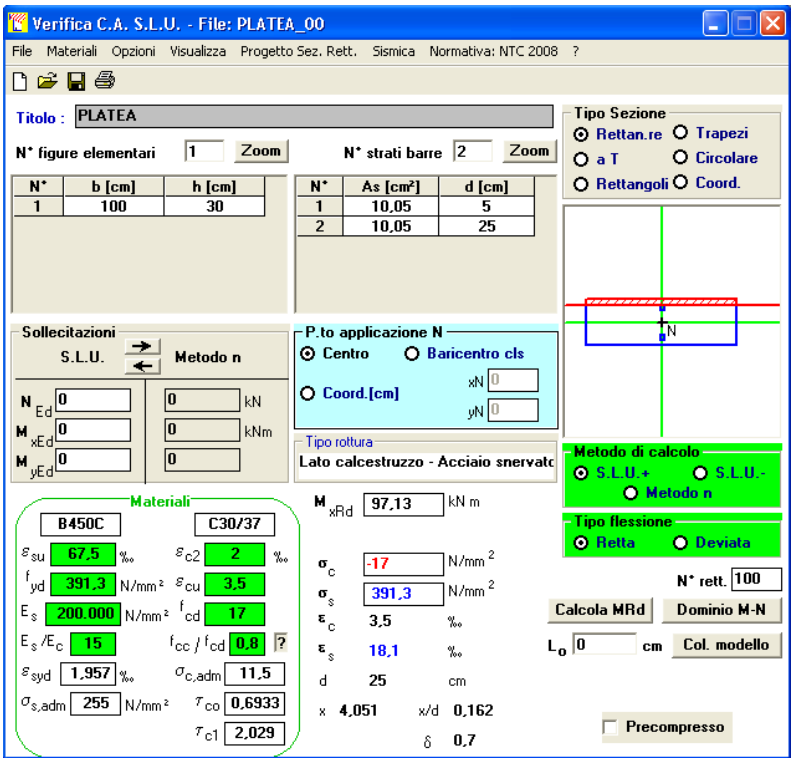
q_a = q x **0.066** = **= 154 daN/m**

Il momento flettente massimo nelle due direzioni, nell' ipotesi di vincolo di parziale incastro ai lati, vale:

M_b = $qb^2/12 = 2179 \times 5.85^2 / 12$ **= 6214 daNm**

M_a = $qa^2/12 = 154 \times 11.35^2 / 12$ **= 1653 daNm**

Si riportano le caratteristiche resistenti allo SLU della sezione di calcolo, che risulta verificata:


Verifica C.A. S.L.U. - File: PLATEA_00
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo : PLATEA
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 30
N° As [cm²] d [cm]
1 10,05 5
2 10,05 25
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 0 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
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
E s /E c 15 f cc / f cd 0,8 ?
ε syd 1,957 ‰ σ c,adm 11,5
σ s,adm 255 N/mm² τ co 0,6933
τ c1 2,029
M xRd 97,13 kN m
σ c -17 N/mm²
σ s 391,3 N/mm²
ε c 3,5 ‰
ε s 18,1 ‰
d 25 cm
x 4,051 x/d 0,162
δ 0,7
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L o 0 cm Col. modello
Precompresso
N

Sede legale:
Piazza Roma, 19
32045 S. Stefano di Cadore (BL)
tel 0435.62518 fax 0435.429027

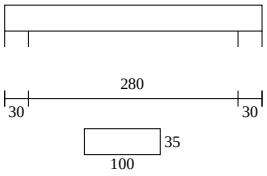
Sede secondaria:
Viale Felissent, 20/D
31050 Villorba (TV)
tel 0422.318811 fax 0422.318888

7 ALLEGATO N. 1 – CALCOLO E VERIFICHE MURO PERIMETRALE

muro vasca

TRAVE CONTINUA

Geometria di input



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

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio da armatura) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma G2 inf. (permanenti portati, effetto favorevole) 0.00
Gamma G2 sup. (permanenti portati, effetto sfavorevole) 1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 35.0 B 100.0 Cs 4.0 Ci 4.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n. 1	310.0	1	35.0	0.00

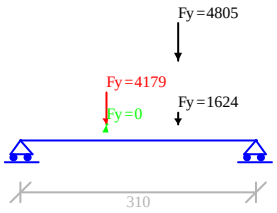
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale	
1		30.0	0.0000E+00	diretto
2		30.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 300
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4300
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

forza concentrata perm. struttura	permanente portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
1624.00	0.00	0.00	205.0	5.0
4805.00	0.00	0.00	205.0	5.0
0.00	0.00	4179.00	109.0	5.0

Diagramma dei momenti (daN*cm)

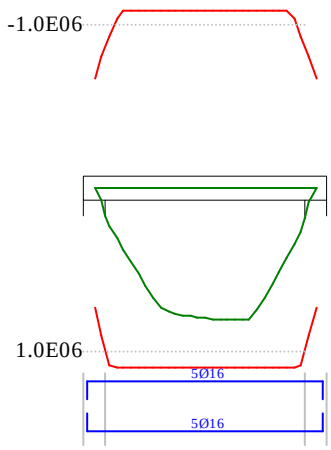
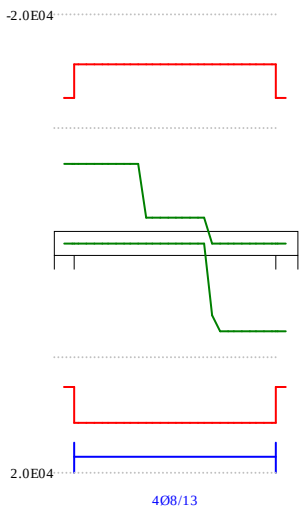
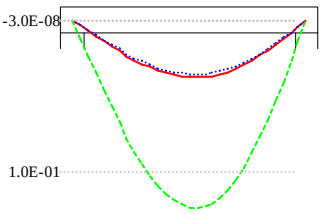


Diagramma dei tagli (daN)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



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	5.6	5.6	6.2	5.6	0	0	-6729	.127	.000	.000	.000	933	69		127	0	0.79
15	7.5	5.6	8.9	5.6	1034	1628	9793	.147	.158	.000	.000	933	69		127	156	0.79
103	10.1	5.6	10.1	5.6	7125	7564	10906	.158	.158	.000	.000	933	69		131	156	0.79
186	10.1	5.6	10.1	5.6	7998	8063	10906	.158	.158	.000	.000	933	22		131	156	0.79
207	10.1	5.6	10.1	5.6	7983	8063	10906	.158	.158	.000	.000	933	-63		131	-156	0.79
295	7.5	5.6	8.9	5.6	1160	1825	9793	.147	.158	.000	.000	933	-77		127	-156	0.79
310	5.6	5.6	6.2	5.6	0	0	-6729	.127	.000	.000	.000	933	-77		127	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	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
0	0	0	0	0	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
15	733	3	51	449	2									0.01	0.01	0.01	0.00	0.02	

103	5050	23	352	3090	14					0.04	0.04	0.03	0.03	0.10
186	5872	52	2201	4597	41	40.9	0.27	0.23	0.21	0.05	0.05	0.04	0.03	0.12
207	5907	52	2214	4844	43	40.9	0.27	0.24	0.22	0.05	0.04	0.03	0.03	0.11
295	858	4	60	704	3					0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
310	0	0	0	0	0					0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio n.	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1		6895	2178	4887	2178	3532	2178	2990	2178
2		7731	4251	5721	4251	4986	4251	4692	4251

8 CONCLUSIONI

Viste le verifiche di cui sopra le strutture della vasca di riserva acqua vigili del fuoco sono adeguate alle norme vigenti.

IL COMMITTENTE	IL PROGETTISTA
TERNA S.p.A.	DBA Progetti S.p.A.
	Ing. Alessandro Bertino