25/10/2010	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 28.05.2010

REVISIONI

N.	DATA	VERIFICA RISPONDENZA	UNITA' TERNA	RIFERIMENTO BENESTARE
00	25/10/2010	E. FARCI	SRI-PRI RM	MAIL DEL 27/01/2011

TIPOLOGIA DELL'ELABORATO	CODIFICA DELL'ELABORATO
RELAZIONE	RCFR10014CER01875

PROGETTO	TITOLO
TE-FR-10-014	STAZIONE 380/150kV di MONTESANO
RICAVATO DAL DOC. TERNA	
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE

RCFR10014CER01875	SCALA CAD	FORMATO	SCALA	FOGLIO
RCFR10014CER01875_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
5.2 Calcestruzzo: 8
5.3 Acciaio per c.a. : 8
5.4 TERRENO DI FONDAZIONE 9
6 ANALISI DEI CARICHI 11
6.1 DATI RELATIVI ALLA LOCALITA' 11
6.2 CARICO DA NEVE 11
6.3 AZIONE DEL VENTO 11
6.4 PESO PROPRIO CALCESTRUZZO 12
6.5 AZIONE DEL SISMA 12
7 VERIFICHE 14
7.1 GEOMETRIA DEL MURO 15
7.2 SCHEMI DI CARICO 16
7.3 VERIFICHE A RIBALTAMENTO 16
7.4 VERIFICHE A SCORRIMENTO 16
7.5 VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO 17
7.6 VERIFICA DI RESISTENZA DEL MURO 18
7.7 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SOLETTA 19
8 CONCLUSIONI 19

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

D B A PROGETTI

1 PREMESSA

La seguente relazione tecnica ha lo scopo di verificare le strutture in elevazione e di fondazione del muro di recinzione relative 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 ticelle 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 1^a categoria ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. 3274 e successive modifiche.

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:

- Verifica del muro
- Verifica della fondazione
- A sintesi della relazione si riportano le conclusioni delle verifiche condotte.

Ulteriore riferimento per i dati di input è il disegno DCFR10014CER01874.

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"
- CEI 11.1 (1999-01) "Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata"

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 Ψ0i, 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 sulle opere di fondazione deve essere combinata con le seguenti azioni come segue:

$$1,1 \cdot E + G_{k1} + G_{k2} + P_k + 1,1 \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

E il valore caratteristico dell'azione sismica;
L'azione sismica viene valutata con riferimento ai seguenti carichi gravitazionali:

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

Il coefficiente 1,1 deriva dalle considerazioni di cui al punto 7.2.5 del D.M. 14/01/2008 sulla sovra resistenza richiesta per le fondazioni.

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 C20/25 e acciaio per armatura classe B450C

5.2 Calcestruzzo:

Rck	fck	γc	fcd	Ec	fctd
classe e resistenza cubica caratt.	resistenza cilindrica caratt.	coeff. Parziale resist. Cls	resistenza cilindrica di calcolo (progetto)	modulo elastico	resistenza a traz. di calcolo
	0,83*Rck		αcc*fck/γc	22000 (fcm/10)^(0,3)	0,3*0,7*fck^(2/3)
MPa	*MPa*		*MPa*	*MPa*	*MPa*
25	20,8	1,5	11,8	30.200	1,59
30	24,9	1,5	14,1	31.447	1,79
35	29,1	1,5	16,5	32.588	1,98

5.3 Acciaio per c.a. :

tipo	fyk	γs	fyd	Es
acciaio a.m. in barre	resistenza caratt. snerv.	coeff. parziale resist.	resistenza di calcolo (progetto)	modulo elastico
			fyk/γs	
	N/mm2		*N/mm2*	*N/mm2*
B450C	450	1,15	391	200.000
B450A	450	1,15	391	200.000

5.4 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'_k	1.00 φ'	1.25 φ'
Coesione efficace	c'_k	1.00 φ'	1.25 φ'
Resistenza non drenata	c_{uk}	1.00 φ'	1.40 φ'
Peso dell'unità di volume	γ	1.00 φ'	1.00 φ'

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	γ_R = 1,0	γ_R = 1,8	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1	γ_R = 1,1

DBA 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 0422.318888

In base a quanto riportato nella relazione geologica, risultano i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

φ = 27 ° e **cu = 0 kPa**

Viene inoltre verificata la capacità portante del terreno in corrispondenza del ciglio del rilevato ovvero con un angolo di inclinazione della scarpata di 17° e con un angolo di attrito del terreno di rilevato **φ = 30 °**

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 DATI RELATIVI ALLA LOCALITA'

- Località: Montesano sulla Marcellana (SA)
- altezza sul mare 488-498m.s.l.m. > as = 200 m
- azione della neve: Zona 3- $C_E = 1$
- azione del vento: Zona **3**- rugosità **D** – categoria di esposizione **II**

6.2 CARICO DA NEVE

Con riferimento alla Normativa Italiana (D.M. 14.01.08), il carico neve è pari a:
$q_{sk} = 1.06$ kN/m^2
Con un angolo di inclinazione delle falde di copertura pari a 0° risulta il seguente coeffficente:
$\mu_1 = 0.80$ q = 0.85 kN/m^2
Questo carico è trascurabile per l'opera in esame

6.3 AZIONE DEL VENTO

Con riferimento alla Normativa Italiana (D.M. 14.01.08), le azioni del vento sono schematizzate con pressioni e depressioni, ricondotte ad azioni statiche equivalenti, agenti ortogonalmente alle superfici investite.
La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} * c_e * c_p * c_d \quad (\mathrm{N/m^2})$$

Dove:

$\mathbf{q_{ref}}$ = pressione cinetica (punto 7.1) = $\left(v_{ref}\right)^2 / 1.6$ = (27)^2 / 1.6 = 456 Pa

fino a 4 m: $\mathbf{c_e}$ = coefficiente di esposizione = 1.801
agli 8.5 m: $\mathbf{c_e}$ = coefficiente di esposizione = 2.250
avendo assunto H= 8.5 m > z_{min}
$\mathbf{c_p}$ = coefficiente di forma = 0.8/-0.4 per pareti verticali stagne sopravento e sottovento
$\mathbf{c_d}$ = coefficiente dinamico = 1
La pressione cinetica di riferimento si individua dalla velocità di riferimento, considerando la **zona climatica** in cui ricade l'opera (zone 1-9), opportunamente incrementata per tenere conto dell'altezza del sito sul livello del mare.
Il coefficiente di esposizione $\mathbf{c_e}$ si ricava in funzione dell'altezza $\mathbf{z}$ dell'installazione dal suolo, tenendo conto della **classe di rugosità del terreno** (A-B-C-D) e della posizione geografica del sito.
P = 456x1.801 = 821 Pa
La spinta di calcolo dovuta al vento agente in direzione perpendicolare ad una faccia del muro è perciò:
P_v = 1.5*821*1.2*2.5 = 3694 N/m
Il momento sul piano di posa della fondazione risulta:
M = 3694x(1.25+0.5) = 6465 Nm/m
In corrispondenza dello spiccato del muro invece: M = 3694x(1.25) = 4617.5 Nm/m

6.4 PESO PROPRIO CALCESTRUZZO

Si assume per il calcestruzzo un valore della densità del materiale di 25.0 kN/m^3

6.5 AZIONE DEL SISMA

Il sito in cui ricade l'opera in oggetto è dichiarato zona sismica di 1^a categoria ai sensi dell'Ordinanza del O.P.C.M. 3274 e successive modifiche.

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:

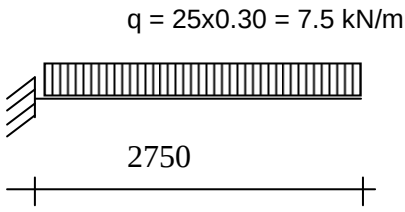
Vita Nominale dell'opera di 50 anni e Classe d'Uso II (strutture normali) VR = VN x CU = 50 x 1 = 50 anni

A pagina seguente si riportano i dati sismici del sito.

Come si può notare dalla immagine di pagina precedente per la zona in esame risulta:
a_g = 0.229g F_o = 2,309 T_C*=0.367
In base ai risultati della relazione geologica redatta dal dott. Amato si fa riferimento ad una categoria C per il suolo:

Ss = 1.7-0.6x2.309x0.229 = 1.383

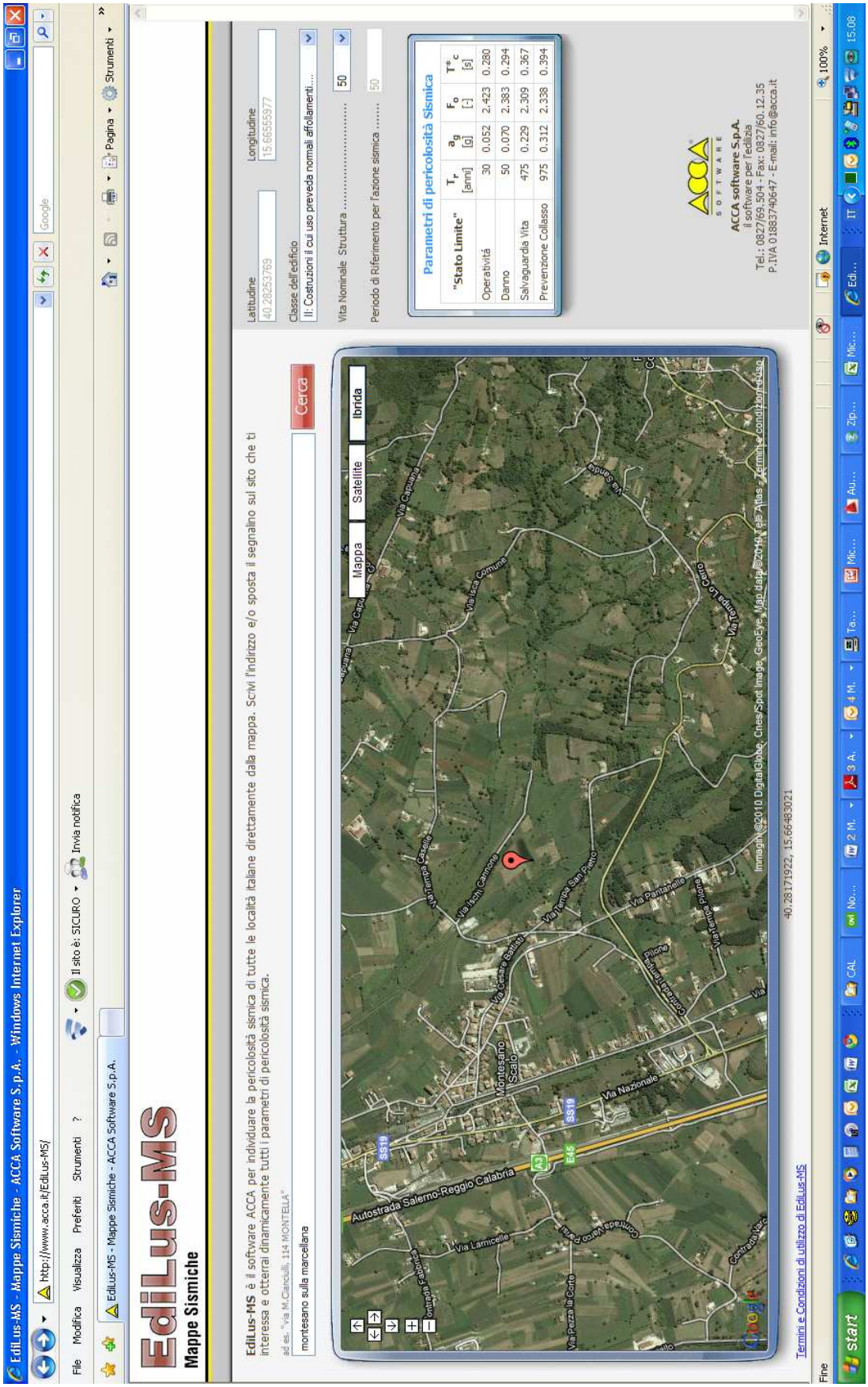
T_C = 1.05 *0.367^(-0.33) = 1.462 s
T_B = 1.462/3 = 0.487 s
Il coefficiente di amplificazione topografica è pari a S_T =1.0 in quanto il sito si trova in pianura e quindi nella categoria topografica T1.
Calcolo del periodo proprio di vibrazione:



La freccia è pari a 0.08 cm
Quindi T_0 = 0.2006x√0.08 = 0.057 sec

Il periodo proprio della struttura principale ricade fra 0 e T_B.
Per strutture a mensola o a pendolo invertito e CD "B" q_0 = 1.5
$S_d(T)$ = 0.229gx1.383x1/1.5x2.309 (0.057/0.487+(1/(0.667x2.309))x(1-0.057/0.487)) = 0.337g = 3.30 m/s^2

Risulta un taglio alla base pari a 7.5x2.5x0.337 = 6.32 kN/m > 3.70 kNm/m
E il momento alla base risulta pari a 6.32x(2.50/2+0.20) = 9.164 kNm/m > 6.47 kNm/m
Perciò le verifiche di resistenza delle strutture dovranno essere condotte tenendo conto del carico dovuto al sisma che porta a delle sollecitazioni superiori (inoltre l'azione del sisma deve ancora essere amplificata del fattore 1,1 per tenere conto della gerarchia delle resistenze).
Il momento rispetto alla base delle fondazioni risulta pari a 1.1x6.32x(2.50/2+0.5) = 12.17 kNm/m


EdiLus-MS - Mappe Sismiche - ACCA Software S.p.A. - Windows Internet Explorer
EdiLus-MS
Mappe Sismiche
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.
Cerca
Mappa
Satellite
Ibrida
Latitudine
40.28253769
Longitudine
15.66555977
Classe dell'edificio
II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti....
Vita Nominale Struttura 50
Periodo di Riferimento per l'azione sismica 50
Parametri di pericolosità Sismica
"Stato Limite" | Tr [anni] | ag [g] | Fo [-] | T*c [s]
Operatività | 30 | 0.052 | 2.423 | 0.280
Danno | 50 | 0.070 | 2.383 | 0.294
Salvaguardia Vita | 475 | 0.229 | 2.309 | 0.367
Prevenzione Collasso | 975 | 0.312 | 2.338 | 0.394
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
Termini e Condizioni di utilizzo di EdiLus-MS
40.28171922, 15.66483021
Immagini ©2010 DigitalGlobe, Cnes/Spot Image, GeoEye, Map data ©2010 Tele Atlas - Termini e condizioni d'uso

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

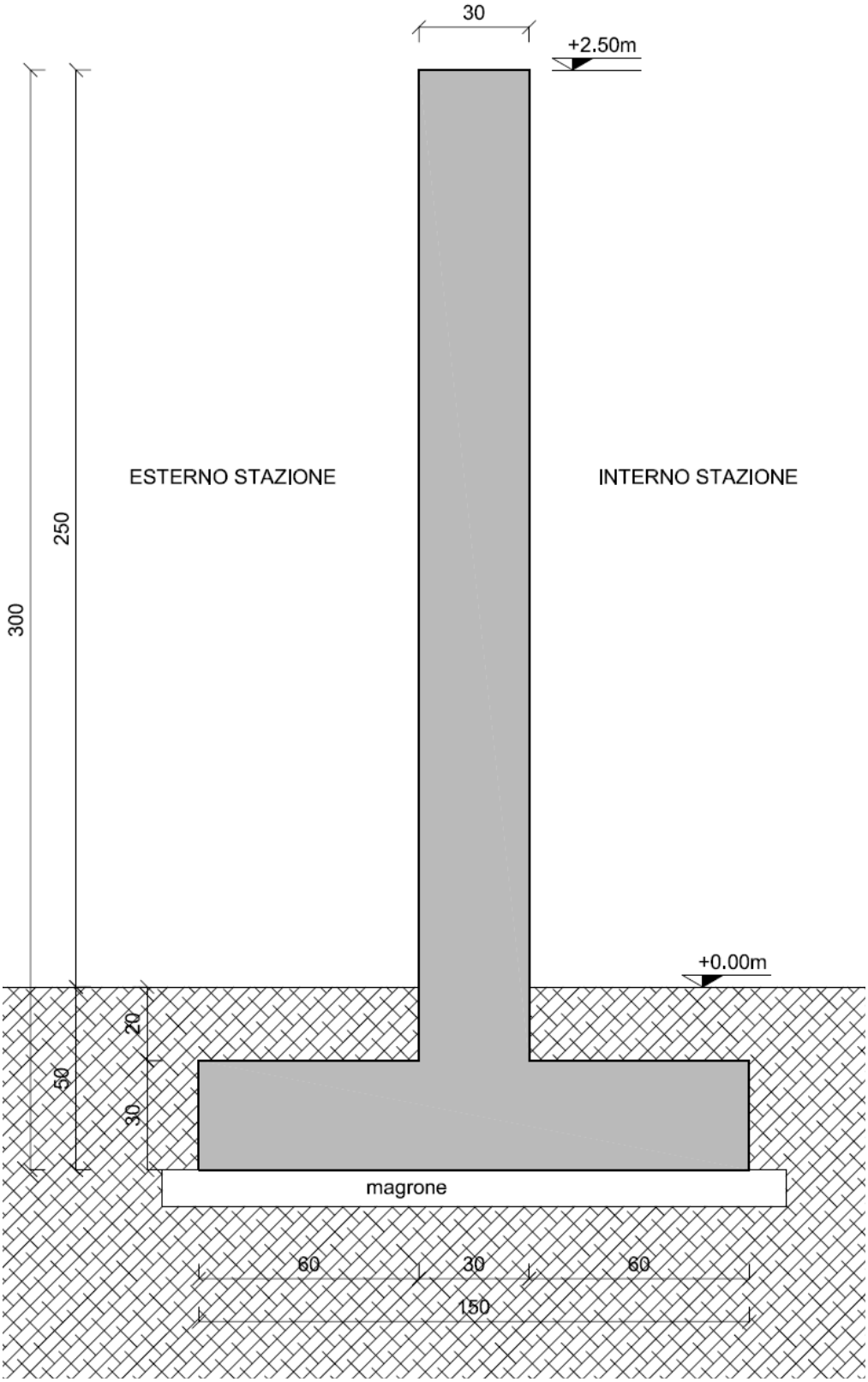
Sede secondaria:
Viale Felissent, 20/D
31050 Villorba (TV)
tel 0422.318811 fax 0422.318888

7 VERIFICHE

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

7.1 GEOMETRIA DEL MURO



7.2 SCHEMI DI CARICO

In base alle azioni definite nelle pagine precedenti sono riportate le combinazioni di carico ipotizzate con i relativi coefficienti parziali di amplificazione.
Si considera la combinazione di carico peggiore di sisma A1+M1+R3.

7.3 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

Di seguito si riporta il calcolo del momento stabilizzante di 1 m lineare di muro comprensivo di fondazione:

elemento	superficie	peso	e	Ms
	mq/m	kN/m	m	kNm/m
basamento	1.5	16.875	0.75	12.66
muro	2.7	20.25	0.75	15.19
terreno	1.2	3.6	0.75	2.70
TOTALI		**40.725**		**30.55**

M_{rib}	M_{stab}
12.17	30.55

La combinazione EQU prevede che i carichi permanenti favorevoli vengano fattorizzato per 0,9.

Momento in condizioni sismiche amplificato (x1.1) per la gerarchia delle resistenze < Momento ribaltante ridotto, verifica soddisfatta.

7.4 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La condizione più gravosa risulta quella sismica in A1+M1+R3.
Per questa combinazione risultano le seguenti sollecitazioni di calcolo:
T_{Ed} = 1.1x6.32 = 6.95 kN/m
M_{Ed} = 12.17 kNm/m
$N_{Ed} = N_{plinto} + N_{terr}$
$R_d = N_{Ed} * tg(2/3Ø)/\gamma_R$

A1-M1-R3	$N_{recinz}+N_{terr}$
Tan (2/3 fi)'/1,25	$N_{recinz}+(B-S_p)*0,2*18$
0.291	0.9x40.725

forza di attrito resistente coeff sicurezza>1,0

Rd (A1-M2-R2)	Rresist/Tsoll
10.67	1,54

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

7.5 VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE

FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970)

Metodo eurocode 7

Formula generale:

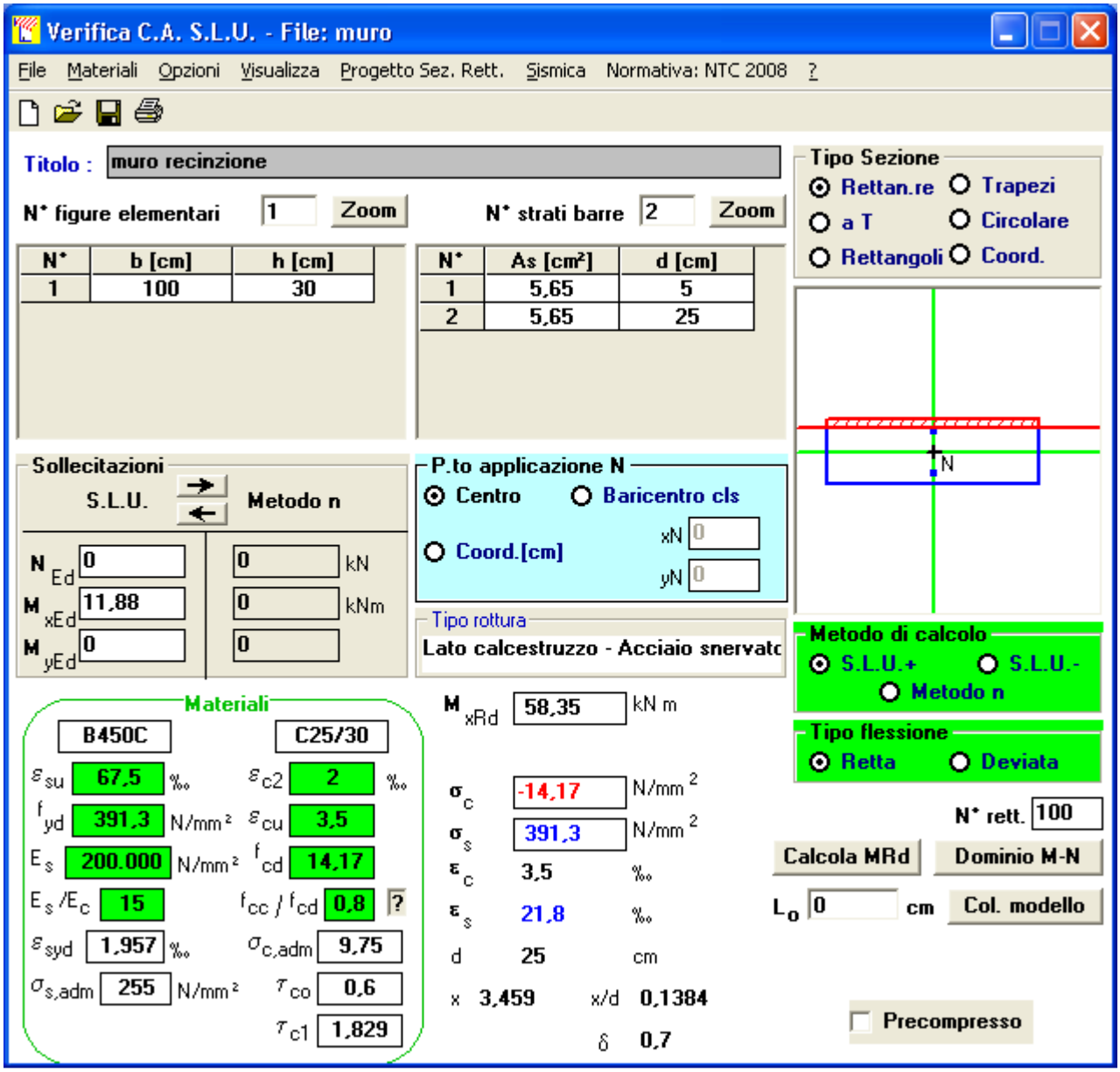
$$Q_{lim} = 1/2\ g'\ B\ N_\gamma\ s_\gamma\ i_\gamma\ b_\gamma\ g_\gamma + c'\ N_c\ s_c\ d_c\ i_c\ b_c\ g_c + q'\ N_q\ s_q\ d_q\ i_q\ b_q\ g_q$$

Dati d'ingresso:					
Terreno di fondazione					
Coesione (c')	0,0	kPa			
Angolo di attrito (ϕ')	30,0	°			
Peso di volume terreno di fondazione (γ_1)	18,0	kN/m^3			
Peso di volume terreno sopra fondazione (γ_2)	15,0	kN/m^3			
Inclinazione piano campagna (β)	17,0	°			
Fondazione					
Larghezza (B)	1,50	m			
Lunghezza (L)	10,00	m			
Profondità piano di posa (D)	0,50	m			
Eccentricità dei carichi in dir B(eb)	0,300	m			
Eccentricità dei carichi in dir L(el)	0,00	m			
Inclinazione piano di posa (α)	0	°			
Carichi inclinati					
Componente orizzontale (H)	6,950	t			
angolo di H con dir di L (ϑ)	90,000	°			
Componente verticale (N)	40,725	t			
Larghezza equivalente (B')	0,90	m			
Lunghezza equivalente (L')	10,00	m			
Fattori capacità portante					
N_γ	22,40				
N_c	30,14				
N_q	18,40				
Fattori forma della fondazione					
s_γ	0,97				
s_c	1,05				
s_q	1,05				
Fattori inclinazione del carico					
i_γ	0,68		m	1,082569	
i_c	0,81		mB	1,917431	
i_q	0,82		mL	1,082569	
Fattori inclinazione piano di posa					
b_γ	1,00				
b_c	1,00				
b_q	1,00				
Fattori inclinazione piano campagna					
g_γ	0,48				
g_c	0,45				
g_q	0,48				
Fattori profondità piano di posa					
d_c	1,17				
d_q	1,16				

Risultato:				
Pressione limite (Q_{lim})	113,9	kPa	1025,13	kN
Coefficiente di sicurezza	2,3			
Pressione ammissibile (Q_{amm})	**53,8**	**kPa**	445,71	kN

Si è considerato un tratto di 10 m di recinzione.
L'eccentricità indicata è stata ottenuta considerando: e = 12.17/40,725 = 0.300
445.71 kN > 40.725 kN VERIFICATO

7.6 VERIFICA DI RESISTENZA DEL MURO



Momento sollecitante in condizioni sismiche: 9.614 kNm

Tale momento deve essere amplificato del 10% per tenere conto della gerarchia delle resistenze

58.35 kNm/m > 1.1x9.614= 10.58 kNm/m

7.7 VERIFICA DI RESISTENZA DELLA SOLETTA

L'eccentricità indicata è stata ottenuta considerando: e = 0.30 m
σ = 40.725/0.9 = 45.25 kPa
M = 45.25x0.6^2/2 = 8.145 kNm/m

La sezione è la stessa del paramento verticale

58.35>8.145 VERIFICATO

8 CONCLUSIONI

Viste le verifiche di cui sopra la struttura è idonea.

IL COMMITTENTE

TERNA S.p.A.

IL PROGETTISTA

DBA Progetti S.p.A.

Ing. Alessandro Bertino