

23/11/2010	PRIMA EMISSIONE	
 <p>D B A PROGETTI</p>	<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	23/11/2010	E. FARCI	SRI-PRI RM
	N.	DATA	VERIFICA RISPONDEZA	UNITA' TERNA
				MAIL TERNA S.P.A. DEL 27/01/2011
TIPOLOGIA DELL'ELABORATO		CODIFICA DELL'ELABORATO		
RELAZIONE		RCFR10014CER01849		
PROGETTO		TITOLO		
TE-FR-10-014		STAZIONE 380/150kV di MONTESANO		
RCAVATO DAL DOC. TERNA				
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA		RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI PORTALI ATTRAVERSAMENTO STRADA		
RCFR10014CER01849 RCFR10014CER01849_00.doc		SCALA CAD	FORMATO A4	SCALA FOGLIO
<p>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.</p>				



INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3	METODO DI VERIFICA	6
4	AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	6
4.1	STATI LIMITE ULTIMI	6
4.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	8
4.3	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	8
5	PARAMETRI DI CALCOLO PER I MATERIALI	9
5.1	RESISTENZE DI CALCOLO C.A.	9
5.1.1	Calcestruzzo:	9
5.1.2	Acciaio per c.a. :	9
5.2	RESISTENZE DI CALCOLO PER LA CARPENTERIA METALLICA	9
5.2.1	Acciaio laminato	9
5.2.2	Unioni bullonate e saldate	10
5.2.3	Unioni con tasselli chimici e meccanici	11
5.3	TERRENO DI FONDAZIONE	11
5.4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'OPERA IN OGGETTO	13
6	CARICHI AGENTI	14
7	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE STANDARD	15
7.1	AZIONI PROVENIENTI DALLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE	15
7.2	VERIFICHE	16
7.3	VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO	16
7.3.1	RIBALTAMENTO:	17
7.3.2	SCORRIMENTO:	17
7.4	VERIFICA PORTATA TERRENO	18
7.4.1	Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione "X" perpendicolare a un lato del plinto):	18
7.4.2	Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione "Y" perpendicolare a un lato del plinto):	19
7.4.3	Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione diagonale):	20
7.5	VERIFICHE DELLE SEZIONI IN C.A. (AGLI S.L.U.)	20
7.5.1	Verifiche e armature della soletta	20
7.5.2	Verifica e Armatura soletta direzione // "X"	20
7.5.3	Verifica del dado a bicchiere	22
8	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE ZOPPO.	24
8.1	AZIONI PROVENIENTI DALLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE	24
8.1	VERIFICHE	25
8.2	VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO	25
8.2.1	RIBALTAMENTO:	26
8.2.2	SCORRIMENTO:	26



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n.IT-19510

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

8.3	VERIFICA PORTATA TERRENO	27
8.3.1	Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione "X" perpendicolare a un lato del plinto):	27
8.3.2	Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione "Y" perpendicolare a un lato del plinto):	27
8.3.3	Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione diagonale):	28
8.4	VERIFICHE DELLE SEZIONI IN C.A. (AGLI S.L.U.)	28
8.4.1	Verifiche e armature della soletta	28
8.4.2	Verifica e Armatura soletta direzione // "X"	28
8.4.3	Verifica del dado a bicchiere	30
9	CONCLUSIONI	32



1 PREMESSA

La seguente relazione tecnica ha lo scopo di verificare la struttura di fondazione in c.a. dei portali di attraversamento strada lato 380 kV e lato 150 kV 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 la categoria ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. 3274/03 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.

Si fa riferimento alla relazione di calcolo della carpenteria del portale di attraversamento strada lato 380 kV e lato 132-150 kV n° A8028638 da ta 30/04/2009 a firma dell'ing. Fabrizio Gatti di CESI SpA.

La procedura di calcolo si sviluppa secondo i passi elencati:

- Verifica della struttura di fondazione per le azioni suddette. La verifica della struttura di fondazione comprende la verifica della capacità portante del terreno, la verifica al ribaltamento, alla traslazione della struttura stessa, nonché la verifica dell'acciaio d'armo.
- A sintesi della relazione si riportano le conclusioni delle verifiche condotte.

Riguardo il sistema di riferimento, in questa relazione si considera come asse x l'asse longitudinale del portale, come asse y l'asse ortogonale al portale, come asse z l'asse verticale.



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

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

DBA PROGETTI

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	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_{0i}	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_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
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 C20/25 e acciaio per armatura classe B450C

5.1.1 Calcestruzzo:

Rck	fck	γ_c	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
	$0,83 \cdot R_{ck}$		$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$22000 (f_{cm}/10)^{0,3}$	$0,3 \cdot 0,7 \cdot f_{ck}^{2/3}$
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

5.1.2 Acciaio per c.a. :

tipo	fyk	γ_s	fyd	Es
acciaio a.m. in barre	resistenza caratt. snerv.	coeff. parziale resist.	resistenza di calcolo (progetto)	modulo elastico
			f_{yk} / γ_s	
	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²
B450C	450	1,15	391	200.000
B450A	450	1,15	391	200.000

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:	$E = 210000 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E/2/(1+\nu)$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (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:

SLU	tipo	ft	fy
stato limite elasto-plastico della sezione	CLASSE VITE	resist. caratteristica a rottura	resist. caratteristica di snerv.
		N/mm ²	N/mm ²
	6,8	600	480
	8,8	800	640
	10,9	1000	900

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	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Pre-carico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n.IT-19510

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

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	$\tan \varphi'_k$	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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

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

$$\phi = 27^\circ \text{ e } c' = 13 \text{ kPa}$$



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

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

5.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'OPERA IN OGGETTO

L'area oggetto dell'opera è dichiarata sismica di 1^a categoria ai sensi dell'O.P.C.M. 3274 del 20.03.2003; pertanto l'opera in oggetto è soggetta a verifica nei confronti dell'azione sismica. L'entità della forza sismica agente sulla struttura è valutata considerando i seguenti parametri di caratterizzazione sismica.

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

$$W = G_k + \sum_i \psi_{Ei} \cdot Q_{ik}$$

dove ψ_{Ei} sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili che tengono conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma, funzione della destinazione d'uso e dei piani di applicazione sulla struttura.

La forza sismica globale per la verifica nei confronti degli stati limite ultimi, da ripartirsi fra i vari piani, risulta da:

$$F = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g$$

Dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto allo stato limite ultimo relativa al periodo proprio di vibrazione della struttura, W è il peso complessivo della costruzione, λ è un coefficiente funzione del numero di piani e g è l'accelerazione di gravità.

Avendo assunto i seguenti parametri per l'azione sismica :

Per i quali parametri si fa riferimento rispettivamente:

- relazione geologica allegata al presente progetto per la classificazione del terreno (tipo C);
- D.M.14/01/2008 paragrafo 2.4 per la Vita nominale dell'opera e classe d'uso della struttura.
- Per la valutazione del fattore di struttura si considera che l'opera in oggetto realizza di fatto un comportamento a mensola con localizzazione della zona dissipativa alla base della struttura; in tale frangente a seguito della valutazione dei profili utilizzati per i montanti si è assunto un comportamento delle zone compresse plastiche.



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

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

DBA PROGETTI

6 CARICHI AGENTI

Si fa riferimento a quanto riportato nel rapporto CESI A8028638 rev. 00 del 30/04/2009, dove vengono riportati in forma tabellare i valori massimi dei carichi delle combinazioni più gravose.

Combinazione sismica:

Per la verifica sismica si impiegano le seguenti sollecitazioni:

- Azione assiale: 10491 N;
- Taglio lungo X: 7011 N;
- Taglio lungo Y: 2155 N;
- Momento flettente attorno all'asse X: 16053 Nm;
- Momento flettente attorno all'asse Y: 54931 Nm.

I carichi sopra descritti sono quelli relativi alla combinazione più gravosa (sismica con sisma in direzione Y fattorizzato a 1).

Combinazione di carico per il corto circuito:

Per la verifica a corto circuito si impiegano le seguenti sollecitazioni:

- Azione assiale: 11141 N;
- Taglio lungo X: 1801 N;
- Taglio lungo Y: 212 N;
- Momento flettente attorno all'asse X: 1043 Nm;
- Momento flettente attorno all'asse Y: 16571 Nm.

I carichi sono considerati applicati sul piano di imposta della piastra di base del sostegno sulla fondazione e sono riferiti agli assi cartesiani ortogonali X, Y e Z.

Si riporta la verifica sismica che è la più gravosa.



7 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE STANDARD

7.1 AZIONI PROVENIENTI DALLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Le azioni sulle fondazioni vengono cumulate secondo le condizioni di carico tali da essere più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche.

Le massime sollecitazioni nelle condizioni limite di esercizio, trasmesse dalla struttura in elevazione ed agenti all'estradosso del plinto, sono individuate nella presente relazione di calcolo e valgono:

$$N = 10,49 \text{ kN} \quad M = 57,23 \text{ kN*m} \quad V = 7,33 \text{ kN}$$

Le massime sollecitazioni nelle condizioni di stato limite ultimo A1, trasmesse dalla struttura in elevazione ed agenti all'estradosso del plinto, si ottengono dalle precedenti moltiplicando il carico verticale per 1,0 e il taglio e il momento per 1,5, e valgono:

$$N = 14,69 \text{ kN} \quad M = 11,00 \text{ kN*m} \quad V = 85,85 \text{ kN}$$

Tali azioni corrispondono alla CdC2 ovvero la più gravosa ai fini del calcolo delle sollecitazioni sul plinto

Queste stesse azioni (ad eccezione del carico verticale che viene moltiplicato per 0,9 anziché 1,5) sono le più gravose per la verifica a ribaltamento (EQU ovvero CdC1)

Si considera inoltre un'ulteriore verifica la più gravosa ai fini del calcolo delle sollecitazioni sul terreno allo SLU (la A2):

$$N = 10,49 \text{ kN} \quad M = 74,40 \text{ kN*m} \quad V = 9,53 \text{ kN}$$

Data la simmetria della struttura, tutte le suddette sollecitazioni si riferiscono sia alle azioni normali ad un lato del plinto che alle azioni agenti in direzione diagonale.

Tutte le suddette sollecitazioni si riferiscono alle azioni normali ad un lato del plinto, derivanti dalle combinazioni di carico per “**sisma agente in direzione perpendicolare**” ad un lato della sezione normale della struttura in elevazione.

Le relative componenti delle sollecitazioni a base del calcolo sono le seguenti:

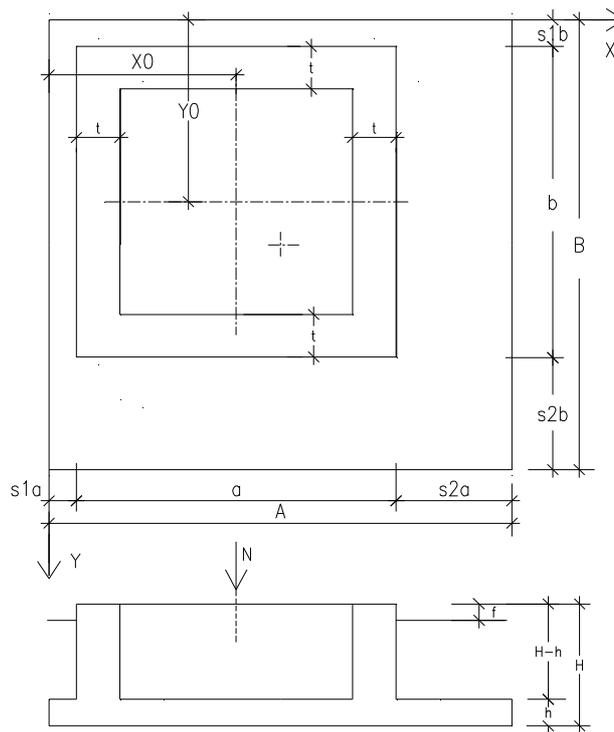
$$N = 10,49 \text{ kN} \\ M_x = M_y = 54,93 \text{ kN*m} \\ V_x = V_y = 7,01 \text{ kN}$$



7.2 VERIFICHE

Si riportano le verifiche di stabilità al ribaltamento e scorrimento del plinto, la verifica di resistenza del terreno di fondazione, la verifica e l'armatura del plinto.

7.3 VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO



Posizione del centro traliccio (m) X_0 e Y_0 : **1,20** e **1,20**

Dimensioni soletta (m) $A \times B =$ **2,40** x **2,40**

Altezza soletta (m) $h =$ **0,40**

Dimensioni dado (m) $a \times b =$ **0,60** x **0,60**

Altezza totale (m) $H =$ **0,80**

Fuori terra (m) $f =$ **0,10**

Sbalzi soletta in direzione x (m) = **0,90** e **0,90**

Sbalzi soletta in direzione y (m) = **0,90** e **0,90**

Peso specifico cls (kN/mc): **25,00** Peso specifico terreno (kN/mc): **18,00**

Volume del calcestruzzo (mc): **2,45** Peso (kN): **61,20**

Volume del terreno (mc): **1,62** Peso (kN): **29,16**



7.3.1 RIBALTAMENTO:

Sisma in direzione "X" parallela a una faccia del traliccio:

Momento ribaltante caratteristico Mrk (kNm):	63,09	
Momento ribaltante allo SLU A1/EQU Mr1 (kNm):	69,40	
Momento ribaltante allo SLU A2 Mr2 (kNm):	69,40	
Peso totale Nt (kN):	100,85	
Momento stabilizzante Ms (kN*m) per sisma in direzione -X:		121,02
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento EQU :		
$v = 0,9xMs/Mr1 =$	1,57	> 1,00

Sisma in direzione "Y" parallela a una faccia del traliccio:

Momento ribaltante caratteristico Mrk (kNm):	63,09	
Momento ribaltante allo SLU A1/EQU Mr1 (kNm):	69,40	
Momento ribaltante allo SLU A2 Mr2 (kNm):	69,40	
Peso totale Nt (kN):	100,85	
Momento stabilizzante Ms (kN*m) per sisma in direzione -Y:		121,02
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento EQU :		
$v = 0,9xMs/Mr1 =$	1,57	> 1,00

7.3.2 SCORRIMENTO:

La resistenza limite allo scorrimento è ottenuta dalle 6.3 e 6.4 dell'Eurocodice 7 a seconda che il terreno sia di tipo coerente o incoerente.

$$M1+R1: \begin{cases} R_d = V_d \cdot \tan(\delta_k) \\ R_d = A_c \cdot c_u \end{cases} = \mathbf{31,94 \text{ kN}}$$

$$M2+R2: \begin{cases} R_d = V_d \cdot \tan(\delta_d) \\ R_d = A_c \cdot (c_u/1,4) \end{cases} = \mathbf{15,67 \text{ kN}}$$

$$M1+R3: \begin{cases} R_d = V_d \cdot (\tan(\delta_k)/1,1) \\ R_d = A_c \cdot c_u / 1,1 \end{cases} = \mathbf{29,03 \text{ kN}}$$

Dove $\delta = 2/3 \varphi$ e in caso di terreno coerente dovrà sempre risultare $R_d \leq 0,4V_d$

Ovvero:

Verifica allo SLU A1+M1+R1	3,96 > 1,00
Verifica allo SLU A2+M2+R2	1,64 > 1,00
Verifica allo SLU A1+M1+R3	3,60 > 1,00



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n.IT-19510

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

7.4 VERIFICA PORTATA TERRENO

Nel calcolo della portata limite si è adottato il metodo dell'Eurocodice 7 (BRINCH-HANSEN) modificato per tenere conto anche dell'eventuale profondità del piano di campagna.

In allegato si riportano tutti i risultati parziali di questi calcoli e di seguito si riportano i risultati

7.4.1 Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione "X" perpendicolare a un lato del plinto):

Allo SLU A1+M1+R1 (D.M. 14/01/08)

Eccentricità (m):	0,69	
Portata limite (kN):	1787,59	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	17,73	>1,00

Allo SLU A2+M2+R2 (D.M. 14/01/08)

Eccentricità (m):	0,81	
Portata limite (kN):	386,29	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	3,83	>1,00

Allo SLU A1+M1+R3 (D.M. 14/01/08)

Eccentricità (m):	0,69	
Portata limite (kN):	777,21	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	7,71	>1,00



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n.IT-19510

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

DBA PROGETTI

7.4.2 Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione “Y” perpendicolare a un lato del plinto):

Allo SLU A1+M1+R1

Eccentricità (m):	0,69	
Portata limite (kN):	1787,59	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	17,73	>1,00

Allo SLU A2+M2+R2

Eccentricità (m):	0,69	
Portata limite (kN):	519,38	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	5,15	>1,00

Allo SLU A1+M1+R3

Eccentricità (m):	0,69	
Portata limite (kN):	777,21	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	7,71	>1,00



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n.IT-19510

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

DBA PROGETTI

7.4.3 Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione diagonale):

Allo SLU A1+M1+R1

Componenti del momento ribaltante diagonale $M_{rx} = M_{ry}$ (kNm): **19,55**

Componenti del momento stabilizzante diagonale M_{sx} (kNm): **121,02**

Componenti del momento stabilizzante diagonale M_{sy} (kNm): **121,02**

Eccentricità e_x (m) = **0,66** Eccentricità e_y (m) = **0,19**

Portata limite (kN): **1640,98**

Fattore di sicurezza R_d/E_d : **16,27** $>1,00$

Allo SLU A2+M2+R2

Componenti del momento ribaltante diagonale $M_{rx} = M_{ry}$ (kNm): **23,11**

Componenti del momento stabilizzante diagonale M_{sx} (kNm): **121,02**

Componenti del momento stabilizzante diagonale M_{sy} (kNm): **121,02**

Eccentricità e_x (cm) = **0,78** Eccentricità e_y (cm) = **0,23**

Portata limite (kN): **351,06**

Fattore di sicurezza R_d/E_d : **3,48** $>1,00$

Allo SLU A1+M1+R3

Componenti del momento ribaltante diagonale $M_{rx} = M_{ry}$ (kNm): **23,11**

Componenti del momento stabilizzante diagonale M_{sx} (kNm): **121,02**

Componenti del momento stabilizzante diagonale M_{sy} (kNm): **121,02**

Eccentricità e_x (cm) = **0,66** Eccentricità e_y (cm) = **0,19**

Portata limite (kN): **713,47**

Fattore di sicurezza R_d/E_d : **7,07** $>1,00$

7.5 VERIFICHE DELLE SEZIONI IN C.A. (AGLI S.L.U.)

7.5.1 Verifiche e armature della soletta

Si esegue la verifica della soletta di base del plinto quale mensola incastrata in corrispondenza del dado e soggetta dalla pressione del terreno, detratta del peso proprio e del peso del terreno sovrastante.

La verifica più gravosa per le fondazioni è sempre la condizione A1+M1.

7.5.2 Verifica e Armatura soletta direzione // "X"

La pressione massima del terreno (depurata dei p.p.) vale:

$$\sigma_{t,max_n} = 26 \text{ (kPa}^2\text{)}$$

Lo sbalzo massimo in direzione "X" vale: **L = 0,90 m**



Momento totale all'incastro soletta-dado in esercizio (kNm): **24,93**

A vantaggio di sicurezza, si considera una fascia di 1 m di soletta, in corrispondenza della zona centrale (all'incastro col dado), dove si concentrano circa il **0,75** del momento e del taglio totali. Si verifica quindi una sezione resistente rettangolare, larga 1,00 m, altezza totale **0,40** m, con doppia armatura.

Passando dal momento totale in esercizio al momento di progetto per la fascia di 1 m di soletta, si ha:

Momento di progetto all'incastro soletta-dado allo SLU (kNm) $M_d = 31,17$

Armatura superiore (cm²/m): 10,05

Armatura inferiore (cm²/m): 10,05

Verifiche di resistenza a flessione allo SLU: la sezione è soggetta a flessione semplice (N=0)

Momento resistente della sezione allo SLU (kNm) **Mr = 134,35**

Verifica: Mr / Ms = 4,31 > 1,0 (Verificato)

Massima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -13,10$ MPa;

Deformazione cls = 1,46 per mille e rapporto x/d = 0,13

Verifica a Taglio della soletta (a filo dado, direzione X):

La soletta è una struttura priva di armature a taglio, per cui la sua resistenza a taglio allo SLU si valuta con riferimento alla resistenza VRd (punto 4.1.2.1.3.1 del DM 14-01-2008):

$$V_{Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \\ (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

essendo:

f_{ck} la resistenza cilindrica caratteristica del cls, pari a: MPa

k il parametro = $1 + (200/d)^{0,5}$ (d in mm) (non superiore a 2,0)

ρ₁ la percentuale di armatura in zona tesa = $A_s / b_w \cdot d = 0,00279$, ≤ 0,02

b_w = 1000 mm per la sezione di verifica;

σ_{cp} = N_{Ed} / A_c tensione media di compressione (non maggiore di 0,2 fcd).

Taglio resistente della sezione allo SLU (kN/m) **VRd1 = 144,98**

Taglio totale agente a filo vincolo allo SLU (kN) **Vsd,tot = 55,41**

Taglio unitario di progetto allo SLU (kN/m) **Vsd = 69,26**

Verifica: VRd1 / Vsd = 2,09 > 1,0 (Verificato)



Verifica e Armatura soletta direzione // "Y"

La pressione massima del terreno (depurata dei p.p.) vale:

$$\sigma_{t,max,n} = 26 \text{ (kPa}^2\text{)}$$

Lo sbalzo massimo in direzione "Y" vale: **L = 0,90 m**

Momento totale all'incastro soletta-dado in esercizio (kNm): **24,93**

A vantaggio di sicurezza, si considera una fascia di 1 m di soletta, in corrispondenza della zona centrale (all'incastro col dado), dove si concentrano circa il **0,75** del momento e taglio totali. Si verifica quindi una sezione resistente rettangolare, larga 1,00 m, altezza totale **0,40 m**, con doppia armatura.

Passando dal momento totale in esercizio al momento di progetto per la fascia di 1 m di soletta, si ha:

Momento di progetto all'incastro soletta-dado allo SLU (kNm) **Md = 31,17**

Armatura superiore (cm²/m): **10,05**

Armatura inferiore (cm²/m): **10,05**

Verifiche di resistenza a flessione allo SLU: la sezione è soggetta a flessione semplice (N=0)

Momento resistente della sezione allo SLU (kNm) **Mr = 134,35**

Verifica: Mr / Ms = 4,31 > 1,0 (Verificato)

massima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ **-13,10** ; deformazione cls = **1,46**

rapporto x/d = **0,13**

Verifica a Taglio della soletta (a filo dado, direzione Y):

ρ_1 la percentuale di armatura in zona tesa = $As/b*d$ = **0,00**, non maggiore di 0,02

Taglio resistente della sezione allo SLU (kN/m) **VRd1 = 144,98**

Taglio totale agente a filo vincolo allo SLU (kN) **Vsd,tot = 55,41**

Taglio unitario di progetto allo SLU (kN/m) **Vsd = 69,26**

Verifica: VRd1 / Vsd = 2,09 > 1,0 (Verificato)

7.5.3 Verifica del dado a bicchiere

Si esegue la verifica del dado con le sollecitazioni agenti al suo intradosso e allo spiccato dalla soletta di base del plinto. Si ha una sezione resistente rettangolare di lati **0,60 x 0,60 m**, con doppia armatura:

Verifica e Armatura lati dado // "Y"

Base (cm): **60,00** altezza H (cm) = **60,00**

Armatura tesa (cm²): **6,03**

Armatura compressa (cm²): **6,03** distanza dal lembo compresso d' (cm) = **5,00**

a) La verifica all'estradosso dado, allo SLU, è la seguente:



Momento all SLU (kNm): $M_d = 85,85$
Sforzo normale di compr. allo SLU (kN): $N_d = 10,49$
Momento resistente della sezione allo SLU (kNm) $M_r = 127,33$

Verifica: $M_r / M_s = 1,48 > 1,0$ (Verificato)

Massima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -11,70$ MPa;

Deformazione cls = **1,17** per mille e rapporto $x/d = 0,10$

b) La verifica allo spiccatto del dado, allo SLU, è la seguente:

Momento all SLU (kNm): $M_d = 90,24$
Sforzo normale di compr. allo SLU (kN): $N_d = 14,09$
Momento resistente della sezione allo SLU (kNm) $M_r = 128,44$

Verifica: $M_r / M_s = 1,42 > 1,0$ (Verificato)

Massima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -11,70$ MPa;

Deformazione cls = 1,17 per mille e rapporto $x/d = 0,11$

Verifica e Armatura lati dado // "X"

Base (cm): **60,00**

altezza H (cm) = **60,00**

Armatura tesa (cm²): **6,03**

Armatura compressa (cm²): **6,03**

distanza dal lembo compresso d' (cm) = **5,00**

a) La verifica all'estradosso dado, allo SLU, è la seguente:

Momento all SLU (kNm): $M_d = 85,85$
Sforzo normale di compr. allo SLU (kN): $N_d = 10,49$
Momento resistente della sezione allo SLU (kNm) $M_r = 127,33$

Verifica: $M_r / M_s = 1,48 > 1,0$ (Verificato)

massima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -11,70$ MPa;

Deformazione cls = 1,17 per mille e rapporto $x/d = 0,10$

b) La verifica allo spiccatto del dado, allo SLU, è la seguente:

Momento all SLU (kNm): $M_d = 90,24$
Sforzo normale di compr. allo SLU (kN): $N_d = 14,09$
Momento resistente della sezione allo SLU (kNm) $M_r = 128,44$

Verifica: $M_r / M_s = 1,42 > 1,0$ (Verificato)

Massima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -11,70$ MPa;

Deformazione cls = 1,17 per mille e rapporto $x/d = 0,11$



8 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE ZOPPO.

8.1 AZIONI PROVENIENTI DALLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Le azioni sulle fondazioni vengono cumulate secondo le condizioni di carico tali da essere più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche.

Le massime sollecitazioni nelle condizioni limite di esercizio, trasmesse dalla struttura in elevazione ed agenti all'estradosso del plinto, sono individuate nella presente relazione di calcolo e valgono:

$$N = 10,49 \text{ kN} \quad M = 57,23 \text{ kN*m} \quad V = 7,33 \text{ kN}$$

Le massime sollecitazioni nelle condizioni di stato limite ultimo A1, trasmesse dalla struttura in elevazione ed agenti all'estradosso del plinto, si ottengono dalle precedenti moltiplicando il carico verticale per 1,0 e il taglio e il momento per 1,5, e valgono:

$$N = 14,09 \text{ kN} \quad M = 11,00 \text{ kN*m} \quad V = 85,85 \text{ kN}$$

Tali azioni corrispondono alla CdC2 ovvero la più gravosa ai fini del calcolo delle sollecitazioni sul plinto

Queste stesse azioni (ad eccezione del carico verticale che viene moltiplicato per 0,9 anzichè 1,5) sono le più gravose per la verifica a ribaltamento (EQU ovvero CdC1)

Si considera inoltre un'ulteriore verifica la più gravosa ai fini del calcolo delle sollecitazioni sul terreno allo SLU (la A2):

$$N = 10,49 \text{ kN} \quad M = 74,40 \text{ kN*m} \quad V = 9,53 \text{ kN}$$

Data la simmetria della struttura, tutte le suddette sollecitazioni si riferiscono sia alle azioni normali ad un lato del plinto che alle azioni agenti in direzione diagonale.

Tutte le suddette sollecitazioni si riferiscono alle azioni normali ad un lato del plinto, derivanti dalle combinazioni di carico per “**sisma agente in direzione perpendicolare**” ad un lato della sezione normale della struttura in elevazione.

Le relative componenti delle sollecitazioni a base del calcolo sono le seguenti:

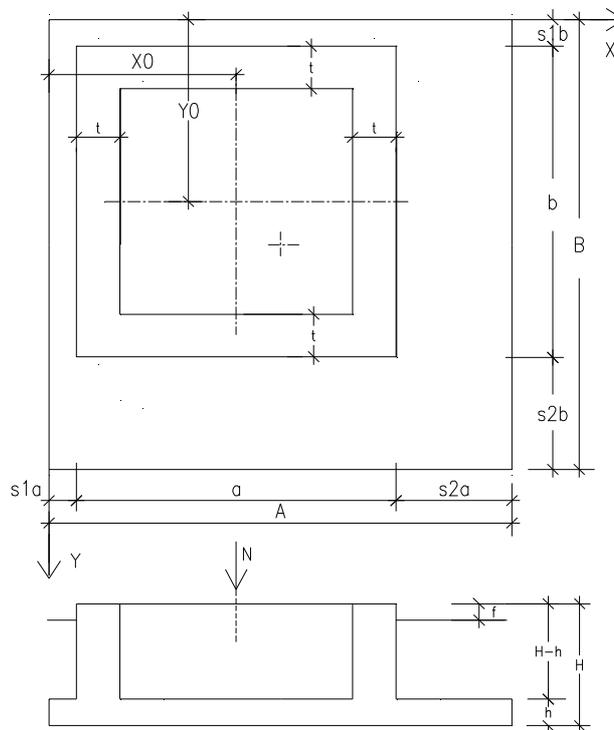
$$N = 10,49 \text{ kN} \\ M_x = M_y = 54,93 \text{ kN*m} \\ V_x = V_y = 7,01 \text{ kN}$$



8.1 VERIFICHE

Si riportano le verifiche di stabilità al ribaltamento e scorrimento del plinto, la verifica di resistenza del terreno di fondazione, la verifica e l'armatura del plinto.

8.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO E SCORRIMENTO



Posizione del centro traliccio (m) X_0 e Y_0 : **2,05** e **1,20**

Dimensioni soletta (m) $A \times B =$ **2,40** \times **2,40**

Altezza soletta (m) $h =$ **0,40**

Dimensioni dado (m) $a \times b =$ **0,60** \times **0,60**

Altezza totale (m) $H =$ **0,80**

Fuori terra (m) $f =$ **0,10**

Sbalzi soletta in direzione x (m) = **1,75** e **0,05**

Sbalzi soletta in direzione y (m) = **0,90** e **0,90**

Peso specifico cls (kN/mc): **25,00** Peso specifico terreno (kN/mc): **18,00**

Volume del calcestruzzo (mc): **2,45** Peso (kN): **61,20**

Volume del terreno (mc): **1,62** Peso (kN): **29,16**



8.2.1 RIBALTAMENTO:

Sisma in direzione "X" parallela a una faccia del traliccio:

Momento ribaltante caratteristico Mrk (kNm):	63,09	
Momento ribaltante allo SLU A1/EQU Mr1 (kNm):	69,40	
Momento ribaltante allo SLU A2 Mr2 (kNm):	69,40	
Peso totale Nt (kN):	109,85	
Momento stabilizzante Ms (kN*m) per sisma in direzione -X:		132,70
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento EQU :		
$v = 0,9xMs/Mr1 =$	1,72	> 1,00

Sisma in direzione "Y" parallela a una faccia del traliccio:

Momento ribaltante caratteristico Mrk (kNm):	63,09	
Momento ribaltante allo SLU A1/EQU Mr1 (kNm):	69,40	
Momento ribaltante allo SLU A2 Mr2 (kNm):	69,40	
Peso totale Nt (kN):	109,85	
Momento stabilizzante Ms (kN*m) per sisma in direzione -Y:		131,82
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento EQU :		
$v = 0,9xMs/Mr1 =$	1,71	> 1,00

8.2.2 SCORRIMENTO:

La resistenza limite allo scorrimento è ottenuta dalle 6.3 e 6.4 dell'Eurocodice 7 a seconda che il terreno sia di tipo coerente o incoerente.

$$M1+R1: \begin{cases} R_d = V_d \cdot \tan(\delta_k) \\ R_d = A_c \cdot c_u \end{cases} = \mathbf{35,95 \text{ kN}}$$

$$M2+R2: \begin{cases} R_d = V_d \cdot \tan(\delta_d) \\ R_d = A_c \cdot (c_u / 1,4) \end{cases} = \mathbf{18,69 \text{ kN}}$$

$$M1+R3: \begin{cases} R_d = V_d \cdot (\tan(\delta_k) / 1,1) \\ R_d = A_c \cdot c_u / 1,1 \end{cases} = \mathbf{32,68 \text{ kN}}$$

Dove $\delta = 2/3 \varphi$ e in caso di terreno coerente dovrà sempre risultare $R_d \leq 0,4V_d$

Ovvero:

Verifica allo SLU A1+M1+R1	4,46 > 1,00
Verifica allo SLU A2+M2+R2	1,96 > 1,00
Verifica allo SLU A1+M1+R3	4,05 > 1,00



8.3 VERIFICA PORTATA TERRENO

Nel calcolo della portata limite si è adottato il metodo dell'Eurocodice 7 (BRINCH-HANSEN) modificato per tenere conto anche dell'eventuale profondità del piano di campagna.

In allegato si riportano tutti i risultati parziali di questi calcoli e di seguito si riportano i risultati

8.3.1 Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione "X" perpendicolare a un lato del plinto):

Allo SLU A1+M1+R1 (D.M. 14/01/08)

Eccentricità (m):	0,62	
Portata limite (kN):	2060,50	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	18,76	>1,00

Allo SLU A2+M2+R2 (D.M. 14/01/08)

Eccentricità (m):	0,74	
Portata limite (kN):	466,84	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	4,25	>1,00

Allo SLU A1+M1+R3 (D.M. 14/01/08)

Eccentricità (m):	0,62	
Portata limite (kN):	895,87	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	8,16	>1,00

8.3.2 Verifica della portata del terreno per carico normale eccentrico (in direzione "Y" perpendicolare a un lato del plinto):

Allo SLU A1+M1+R1

Eccentricità (m):	0,63	
Portata limite (kN):	2060,50	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	18,76	>1,00

Allo SLU A2+M2+R2

Eccentricità (m):	0,63	
Portata limite (kN):	586,79	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	5,34	>1,00

Allo SLU A1+M1+R3

Eccentricità (m):	0,63	
Portata limite (kN):	881,36	
Fattore di sicurezza Rd/Ed:	8,02	>1,00



Momento totale all'incastro soletta-dado in esercizio (kNm): **81,42**

A vantaggio di sicurezza, si considera una fascia di 1 m di soletta, in corrispondenza della zona centrale (all'incastro col dado), dove si concentrano circa il **0,75** del momento e del taglio totali. Si verifica quindi una sezione resistente rettangolare, larga 1,00 m, altezza totale **0,40** m, con doppia armatura.

Passando dal momento totale in esercizio al momento di progetto per la fascia di 1 m di soletta, si ha:

Momento di progetto all'incastro soletta-dado allo SLU (kNm) **Md = 101,78**

Armatura superiore (cm²/m): **10,05**

Armatura inferiore (cm²/m): **10,05**

Verifiche di resistenza a flessione allo SLU: la sezione è soggetta a flessione semplice (N=0)

Momento resistente della sezione allo SLU (kNm) **Mr = 134,35**

Verifica: Mr / Ms = 1,32 > 1,0 (Verificato)

Massima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,max} = -13,10$ MPa;

Deformazione cls = 1,46 per mille e rapporto x/d = 0,13

Verifica a Taglio della soletta (a filo dado, direzione X):

La soletta è una struttura priva di armature a taglio, per cui la sua resistenza a taglio allo SLU si valuta con riferimento alla resistenza VRd (punto 4.1.2.1.3.1 del DM 14-01-2008):

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right.$$

essendo:

f_{ck} la resistenza cilindrica caratteristica del cls, pari a: MPa

k il parametro = $1 + (200/d)^{0,5}$ (d in mm) (non superiore a 2,0)

ρ₁ la percentuale di armatura in zona tesa = $A_s / b_w \cdot d = 0,00279$, ≤ 0,02

b_w = 1000 mm per la sezione di verifica;

σ_{cp} = N_{Ed} / A_c tensione media di compressione (non maggiore di 0,2 fcd).

Taglio resistente della sezione allo SLU (kN/m) **VRd1 = 144,98**

Taglio totale agente a filo vincolo allo SLU (kN) **Vsd,tot = 68,44**

Taglio unitario di progetto allo SLU (kN/m) **Vsd = 85,55**

Verifica: VRd1 / Vsd = 1,69 > 1,0 (Verificato)



Verifica e Armatura soletta direzione // “Y”

La pressione massima del terreno (depurata dei p.p.) vale:

$$\sigma_{t,max,n} = 25 \text{ (kPa}^2\text{)}$$

Lo sbalzo massimo in direzione “Y” vale: **L = 0,90 m**

Momento totale all'incastro soletta-dado in esercizio (kNm): **24,18**

A vantaggio di sicurezza, si considera una fascia di 1 m di soletta, in corrispondenza della zona centrale (all'incastro col dado), dove si concentrano circa il **0,75** del momento e taglio totali. Si verifica quindi una sezione resistente rettangolare, larga 1,00 m, altezza totale **0,40 m**, con doppia armatura.

Passando dal momento totale in esercizio al momento di progetto per la fascia di 1 m di soletta, si ha:

Momento di progetto all'incastro soletta-dado allo SLU (kNm) **Md = 30,23**

Armatura superiore (cm²/m): **10,05**

Armatura inferiore (cm²/m): **10,05**

Verifiche di resistenza a flessione allo SLU: la sezione è soggetta a flessione semplice (N=0)

Momento resistente della sezione allo SLU (kNm) **Mr = 134,35**

Verifica: Mr / Ms = 4,44 > 1,0 (Verificato)

massima tensione nel calcestruzzo $\sigma_{c,max} = 13,10$; deformazione cls = **1,46**

rapporto x/d = **0,13**

Verifica a Taglio della soletta (a filo dado, direzione Y):

ρ_1 la percentuale di armatura in zona tesa = $As/b*d = 0,00$, non maggiore di 0,02

Taglio resistente della sezione allo SLU (kN/m) **VRd1 = 144,98**

Taglio totale agente a filo vincolo allo SLU (kN) **Vsd,tot = 53,73**

Taglio unitario di progetto allo SLU (kN/m) **Vsd = 67,17**

Verifica: VRd1 / Vsd = 2,16 > 1,0 (Verificato)

8.4.3 Verifica del dado a bicchiere

Si esegue la verifica del dado con le sollecitazioni agenti al suo intradosso e allo spiccato dalla soletta di base del plinto. Si ha una sezione resistente rettangolare di lati **0,60 x 0,60 m**, con doppia armatura:

Verifica e Armatura lati dado // “Y”

Base (cm): **60,00** altezza H (cm) = **60,00**

Armatura tesa (cm²): **6,03**

Armatura compressa (cm²): **6,03** distanza dal lembo compresso d' (cm) = **5,00**

a) La verifica all'estradosso dado, allo SLU, è la seguente:



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n.IT-19510

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

9 CONCLUSIONI

Viste le verifiche di cui sopra la struttura metallica e la relativa fondazione sono idonei al sostegno dei conduttori.

IL COMMITTENTE

TERNA S.p.A.

IL PROGETTISTA

DBA Progetti S.p.A.

Ing. Alessandro Bertino