

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.
Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico
**Il Responsabile di Progetto
Dott. Ing. Luca Bondanelli**

Il Geologo:

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n.3584

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile Integrazioni, Prestazioni Specialistiche:

Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n.324

Titolo Elaborato:

**Cantierizzazione
Cantiere
Ambito operativo 1 – Area di cantierizzazione 1B
Relazione di calcolo fondazioni baraccamenti**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	I	CN	CN	02	C	RE	017	A

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
A	16/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	E.BRAGLIA	F.NIGRELLI	MAZZOLI

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	UNITA' DI RIFERIMENTO	4
4	MATERIALI	5
4.1	Calcestruzzo	5
4.2	Acciaio da carpenteria	5
4.3	Acciaio da c.a.	5
5	AZIONI	5
5.1	Pesi propri strutture.....	5
5.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI.....	5
5.2.1	COLONNA.....	5
5.2.2	BARACCAMENTI.....	6
5.3	Carichi variabili.....	6
5.3.1	AZIONE DEL VENTO.....	6
5.3.2	AZIONE DELLA NEVE	6
5.3.3	CARICHI D'ESERCIZIO BARACCAMENTI.....	7
6	TORRE FARO: MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	7
6.1	INTRODUZIONE.....	7
6.2	AZIONE SISMICA.....	8
7	TORRE FARO: VERIFICA DEL PLINTO	10
7.1	generalità	10
7.2	VERIFICA DELLE PRESSIONI DEL TERRENO	10
8	BARACCAMENTI: MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	12
8.1	VERIFICA TRAVI DI FONDAZIONE	17

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento del plinto di fondazione della torre faro da realizzarsi presso il cantiere 1B per la realizzazione del raccordo autostradale tra la A15 "Autostrada della Cisa" e la A22 "Autostrada del Brennero" - Fontevivo (PR) - Nogarole Rocca (VR) – 1° Lotto da Fontevivo (PR) all'Auto stazione "Trecasali-Terre Verdiane"; riguarda inoltre il dimensionamento delle fondazioni a supporto dei baraccamenti di cantiere.

Le strutture in esame vengono ubicate nel Comune di Trecasali (PR).

La torre faro è costituita da un profilato in acciaio con sezione poligonale regolare a sedici lati, $F_{base}=550$ mm, spessore 4 mm, di altezza totale 20,30 m, al colmo del quale si innesta a bicchiere la piattaforma atta all'installazione dei proiettori previsti.

Il calcolo della colonna non rientra nella presente relazione.

Per quanto riguarda i baraccamenti, occorre sottolineare che il disegno costruttivo definitivo di tali strutture non è ancora compiutamente definito; si sono pertanto ipotizzate delle strutture metalliche intelaiate con pannelli leggeri conformi ai disegni in possesso dello scrivente. Durante la fase di direzione lavori occorrerà pertanto verificare che la struttura dei baraccamenti coincida con quella ipotizzata, così come riportata nelle tavole di progetto.

La vita nominale della struttura VN è di 10 anni, essendo la costruzione di tipo 1, opere provvisorie; la Classe d'Uso CU della costruzione è la II, costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche o sociali essenziali; il periodo di riferimento per l'azione sismica $VR = VN * CU = 10 * 1 = 10$ anni, portati a 35 anni per il limite minimo imposto dalla Norma.

Zona sismica 3, comune di Trecasali (PR), latitudine 44°38'33", longitudine 10°27'42" con i seguenti param etri.

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV), sisma con probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento $VR=35$ anni, oppure sisma con periodi di ritorno di 332,5 anni:

$ag/g=0,0967$, $F0=2,5555$, $TC^*=0,295$

Poiché i parametri sismici del comune di Fontanellato, interessato anch'esso dalla costruenda infrastruttura, risultano più onerosi, le azioni sismiche prese a riferimento sono quelle relative a tale comune. Quindi:

Zona sismica 3, comune di Fontanellato (PR), latitudine 44°8'39", longitudine 10°17'44" con i seguenti pa rametri.

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV), sisma con probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento $VR=35$ anni, oppure sisma con periodi di ritorno di 332,5 anni:

$ag/g=0,1215$, $F0=2,4618$, $TC^*=0,279$

Il profilo stratigrafico del terreno di fondazione appartiene alla categoria C, come si evince dalla relazione geologica.

Il sito di interesse appartiene alla categoria T1, trovandosi in una porzione di terreno pressoché pianeggiante, quindi $St = 1$.

Oltre all'azione sismica, sulla costruzione vengono considerate le azioni dovute ai carichi verticali (pesi propri, permanenti e variabili) e all'azione del vento.

Come esplicitamente richiesto dal suddetto Decreto per i materiali e le azioni si farà riferimento al Decreto stesso.

La relazione di riferimento per la valutazione della portanza del terreno è la Relazione di caratterizzazione geotecnica RAAA_E_R_GE_XX_01_E_RE_001_A, dalla quale si evince che, per i cantieri 2A, 2B, PV, 1B, i terreni di fondazione sono di tipo incoerente (prevalentemente ghiaie) con angoli di attrito interno variabili da 23°65 a 36°31.

Nella presente relazione si adotta prudenzialmente un angolo di 23°.

Sarà cura della Direzione Lavori valutare eventuali difformità locali dalla ipotesi di progetto durante l'esecuzione delle opere.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971 n°1086 "Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche"
- Legge 2 febbraio 1974 n°64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolare riferimento per le zone sismiche"
- DPR 6 giugno 2001 n°380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 n° 3274, "Primi Elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" modificata ed integrata ai sensi delle OPCM n°3316 del 2/10/2003 e 3431 del 3/10/2005
- DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare n°617/C.S.LL.PP. del 2 febbraio 2009
- Norma UNI EN 1992-1-1: 2005 (Eurocodice 8)
- CNR – UNI 10011/88 Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.

3 UNITA' DI RIFERIMENTO

Le unità di misura adottate, dove non specificato, sono le seguenti:

Lunghezze: [m]

Massa: [kg]

Forze: [kg], [daN=1kg], [kN]

Momenti: [kgm], [daNm=1kgm], [kNm]

Tensioni: [kg/cm²], [daN/cm² = 1kgcm²], [Mpa]

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

Per elementi strutturali di fondazione si considera un calcestruzzo appartenente alla classe di resistenza C25/30 ovvero con $f_{ck,cube} = 30$ MPa e $f_{ck,cyl} = 25$ MPa

4.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA

La colonna è realizzata in acciaio zincato a caldo secondo UNI EN ISO 1461 conforme alle norme EN 10025-2 del tipo:

- S 355 grado B
- $f_{yk} = 355$ MPa
- $f_{tk} = 510$ MPa
- $E = 210.000$ MPa
- Bulloni, dadi, rosette di classe 8.8

4.3 ACCIAIO DA C.A.

Per le armature dei plinti e delle travi di fondazione si impiega acciaio B 450 C

- $f_{y\ nom} = 450$ MPa
- $f_{t\ nom} = 540$ MPa
- $E = 210.000$ MPa

Per i tirafondi vengono invece impiegate barre filettate in acciaio tipo S235 B

5 AZIONI

5.1 PESI PROPRI STRUTTURE

Si assumono i seguenti valori per i materiali costituenti le strutture ed i materiali portanti :

- cls = 2.400 daN/m³
- c.a. = 2.500 daN/ m³
- acciaio = 7.850 daN/ m³

5.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI

5.2.1 COLONNA

I carichi permanenti portati competenti alla colonna sono costituiti dal peso dei seguenti elementi:

- proiettori : 52 daN
- peso della piattaforma in sommità : 130 daN
- peso della scaletta di risalita con guardiacorpo daN/m 13, peso di ciascuna piazzola di riposo 70 daN
- peso proprio dello stelo 168-70-30daN/m dal piede alla sommità.

5.2.2 BARACCAMENTI

Per quanto riguarda i baraccamenti i carichi considerati sono:

- baraccatura laterale e copertura 50 daN/m²

5.3 CARICHI VARIABILI

I carichi variabili sono stati calcolati secondo le indicazioni del *DM 14 gennaio 2008* e della Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009 n. 617.

5.3.1 AZIONE DEL VENTO

Per quanto riguarda il carico da vento sono state tenute in conto le pressioni normale alle superfici di tamponamento nonché le azioni tangenziali sulle medesime.

Il comune di Fontanellato si trova in Zona 2, ad un'altitudine di circa 73 m. s.l.m.

La velocità di riferimento del vento è pertanto

$$V_b = 25 \text{ m/s}$$

Mentre la pressione cinetica di riferimento è

$$q_b = 390 \text{ N/m}^2$$

La classe di rugosità del terreno, che si trova in aperta campagna e pertanto privo di ostacoli significativi, è la D. Per quanto detto si deduce una *Categoria di esposizione del sito II*, caratterizzata dai seguenti parametri:

k_r	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
0.19	0.05	4

La pressione del vento applicata alle superfici della cofonna sarà pertanto calcolata secondo il Par. 3.3.4. del *DM 14 gennaio 2008* come:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

$$c_e = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z > Z_{min}$$

$$c_e = c_e(Z_{min}) \quad \text{per } z < Z_{min}$$

allora $c_e = 2,80$ per $z = 20m$

c_p viene ricavato secondo il Par. C3.3.10.6 della *Circ. 617/09*

calcolando $d\sqrt{q} = d\sqrt{(q_b c_e)} = 6.27$ per $h = 20 m$

allora $c_p = 0,70$

$c_d = 1,0$

Considerando a favore di sicurezza la pressione del vento costante lungo la torre si ottiene un valore di calcolo:

$$p = 390 \text{ N/m}^2 \cdot 2,80 \cdot 0,70 \cdot 1,0 = 764 \text{ N/m}^2$$

e considerando una larghezza del fusto pari a quella alla base $d = 0,55 m$ si ha

$$p_k = 76,4 \text{ daN/m}^2 \cdot 0,55 m = 42 \text{ daN/m}$$

5.3.2 AZIONE DELLA NEVE

Il comune di Fontanellato si trova in *zona I – Mediteranea*, con un valore caratteristico di neve al suolo pari a 1,50 kN/m².

La piattaforma di copertura, di dimensioni 1,2 m x 1,2 m, è realizzata in lamiera stirata, pertanto ha un elevato coefficiente di foratura; in ogni caso la superficie verrà considerata piena ai fini del calcolo del carico da neve.

Il carico agente considerato è dato dall'espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

dove

$$\mu_i = 0,8$$

$$C_e = C_t = 1,0$$

Pertanto il carico di riferimento sarà pari a $1,20 \text{ kN/m}^2$

5.3.3 CARICHI D'ESERCIZIO BARACCAMENTI

Sono stati considerati i seguenti carichi di esercizio:

- 250 daN/m^2 per uffici, ricovero, locali visite, guardiola, servizi igienici e spogliatoio
- 400 daN/m^2 per il deposito

6 TORRE FARO: MODELLAZIONE STRUTTURALE

Nel modello di calcolo è stata modellata la colonna insieme alla piattaforma superiore, per poter loro applicare i carichi così come calcolati al paragrafo precedente.

Tale struttura non costituisce tuttavia oggetto della presente relazione di calcolo, trattandosi infatti di una struttura già realizzata in altra località e da trasporci, previo smontaggio e riassettaggio, nella località di Fontanellato.

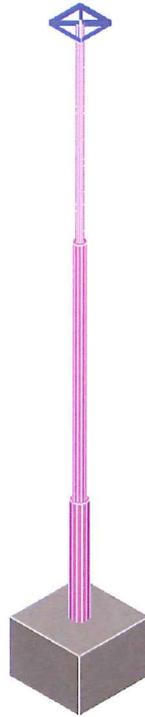
Pertanto nel calcolo verrà preso in considerazione il solo dimensionamento del plinto, realizzato in opera.

6.1 INTRODUZIONE

Il dimensionamento delle strutture principali è stato condotto tramite l'ausilio di modelli ad elementi finiti utilizzando il metodo agli Stati Limite secondo le prescrizioni del D.M. 14.01.2008.

I modelli ad elementi finiti sono stati implementati attraverso il programma di calcolo WINSTRAND di ENEXSYS. L'analisi viene condotta in ambito elastico lineare, con riferimento ai valori caratteristici dei carichi come su calcolati, e secondo le combinazioni di volta in volta più sfavorevoli ai fini delle sollecitazioni agenti sul plinto di fondazione.

A seguire viene rappresentato il modello tridimensionale realizzato per rappresentare l'intera struttura.



MODELLO STRUTTURALE AGLI ELEMENTI FINITI

6.2 AZIONE SISMICA

Per quanto riguarda l'azione sismica, che peraltro è in genere meno gravosa rispetto al vento per strutture di queste caratteristiche, si farà riferimento all'analisi modale con spettro di risposta caratterizzato dai seguenti parametri.

- **Dati generali relativi all'analisi dinamica**
- **Spettro in accordo con TU 2008**
 - Fontanellato PR Longitudine 10.1744 Latitudine 44.8839 (più gravoso di Trecasali)
 - Tipo di Terreno C
 - Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
 - Vita nominale della costruzione (V_N) 10.0 anni
 - Classe d'uso II° coefficiente C_U 1.0
 - Classe di duttilità impostata Bassa
 - Fattore di struttura massimo q_0 per sisma orizzontale 2.00
 - Fattore di duttilità K_R per sisma orizzontale 1.00
 - Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
 - Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00
 - Fattore di struttura q per sisma orizzontale 2.00
 - Fattore di struttura q per sisma verticale 1.50
 - Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05
- **TU 2008 SLV H**
 - Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 332 (anni)
 - S_s 1.500

- T_B 0.15 [sec]
- T_C 0.45 [sec]
- T_D 2.09 [sec]
- a_g/g 0.1215
- F_o 2.4618
- T_C^* 0.2798

Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

Cond. Carico 1 pesi propri 1.0000

Cond. Carico 2 permanenti 1.0000

Cond. Carico 3 neve 0.0000

Cond. Carico 4 ventox 0.0000

Le condizioni e combinazioni di carico assunte sono le seguenti.

CONDIZIONI DI CARICO

1 pesi propri pilastro e plinto

2 sovraccarichi permanenti

Terrazzini 70kg

Scala 13kg/m

Piattaforma di sommità 90kg/m²

Proiettori sommità 52kg/cadauno

3 neve

Neve=120kg/m²

4 vento x

Vx=42kg/m

5 sisma x

6 sisma y

COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazioni statiche SLU

Combinazione 1

1.5xcond.1 + 1.5xcond.2 + 1.5xcond.3 + 1.5x0.6xcond.4

Combinazione 2

1.5xcond.1 + 1.5xcond.2 + 1.5x0.5xcond.3 + 1.5xcond.4

Combinazioni sismiche SLV

Combinazione 3

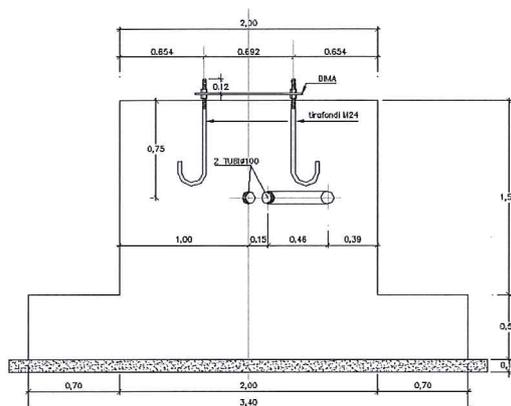
cond.1 + cond.2 + cond.5 + 0.3xcond.6

7 TORRE FARO: VERIFICA DEL PLINTO

7.1 GENERALITÀ

È stata effettuata un'analisi sul modello calcolato considerando le verifiche agli stati limite ultimi previste dalla normativa secondo il D.M. 14/1/2008.

La colonna viene incastrata alla base nel plinto in c.a. mediante una piastra circolare in acciaio dotata di n. 26 M24 tirafondi filettati in acciaio S235 B; la verifica della torre faro e dell'attacco al plinto non fa parte della presente relazione. La sezione del plinto è di seguito rappresentata



PLINTO TORRE FARO

A seguire viene riportata la verifica dell'armatura del plinto

- Verifiche Plinti:**

N o d o	S e z. Com b. Criti ca	N _c [kg]	M _{c,Base} [kgm]	V _{c,Base} [kg]	σ _{Ter} [kg/ cm ²]	Armatur e	H		N _d [kg]	N _{Rsd} [kg]	V _{sd} [kg /m]	V _{rd} [kg/m]
							B _{eq.} [c m]	eq. [c m]				

1	1	B 2	-90336.6	-0.0	-1266.3	1.0	17φ14	Tozzo	53458.6	164892.9	0.0	1103.2
		H 2	-90336.6	15258.9	0.0	1.0	17φ14	Tozzo	53458.6	164892.9	0.0	1103.2

7.2 VERIFICA DELLE PRESSIONI DEL TERRENO

Il calcolo delle portanza del terreno viene condotto con riferimento alle caratteristiche dello stesso così come riportate nella Relazione di caratterizzazione geotecnica con il codice elaborato RAAA_E_R_GE_XX_01_E_RE_001_A.

Come detto, si adotta prudenzialmente un angolo di attrito interno di 23°.



Considerando a favore di sicurezza una coesione nulla nel terreno, si è proceduto al calcolo della pressione ultima q_U e conseguentemente di quella di calcolo con un fattore di sicurezza $FS = 2,3$, seguendo l'Approccio progettuale 2, come indicato nel DM 2008. Il piano di posa della fondazione si trova -2.00m dal piano campagna. Secondo la nota formula di Meyerhof la q_U è calcolabile come:

$$q_U = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

dove $N_q = 10$

$$N_\gamma = 6$$

$$\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$$

$$K_P = \text{tg}^2 (45^\circ + \Phi/2) = 2,28$$

$$\sqrt{K_P} = 1,51$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_P \cdot B / L = 1,32$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_P} \cdot D / B = 1,10$$

$$q_U = 8,53 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{adm} = q_U / 2,30 = 3,70 \text{ daN/cm}^2$$

Dalle verifiche su esposte si nota come il valore di $1,0 \text{ daN/cm}^2$ non supera la tensione di calcolo, pertanto la verifica di portanza del terreno risulta pienamente soddisfatta.

8 BARACCAMENTI: MODELLAZIONE STRUTTURALE

Le fondazioni delle baraccature qui verificate sono:

- uffici
- locale ricovero
- locale spogliatoio
- magazzino
- officina

Nei calcoli svolti con programma agli elementi finiti sono state modellate le strutture delle baraccature, così come dedotte dai disegni disponibili alla data odierna, insieme alle travi di fondazione in conglomerato cementizio armato.

Il calcolo delle strutture delle baraccature non costituisce oggetto della presente relazione di calcolo, trattandosi infatti di strutture già realizzate in altra località e da trasportarsi, previo smontaggio e riassetto, nell'area del cantiere; le caratteristiche di autoportanza delle baracche sono garantite dal prefabbricatore.

Nel calcolo verrà preso in considerazione il solo dimensionamento delle travi di fondazione.

Per quanto riguarda l'azione sismica, si farà riferimento all'analisi modale con spettro di risposta caratterizzato dai seguenti parametri.

- **Dati generali relativi all'analisi dinamica**
- **Spettro in accordo con TU 2008**
 - Fontanellato PR Longitudine 10.1744 Latitudine 44.8839 (più gravoso di Trecasali)
 - Tipo di Terreno C
 - Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
 - Vita nominale della costruzione (V_N) 10.0 anni
 - Classe d'uso II° coefficiente C_U 1.0
 - Classe di duttilità impostata Bassa
 - Fattore di struttura massimo q_o per sisma orizzontale 2.00
 - Fattore di duttilità K_R per sisma orizzontale 1.00
 - Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
 - Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00
 - Fattore di struttura q per sisma orizzontale 2.00
 - Fattore di struttura q per sisma verticale 1.50
 - Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05
- **TU 2008 SLV H**
 - Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 332 (anni)
 - S_s 1.500
 - T_B 0.15 [sec]
 - T_C 0.45 [sec]
 - T_D 2.09 [sec]
 - a_g/g 0.1215
 - F_o 2.4618
 - T_C^* 0.2798

Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

Cond. Carico 1 pesi propri 1.0000

Cond. Carico 2 permanenti 1.0000

Cond. Carico 3 variabili pavimento 0.30
 Cond. Carico 4 neve 0.0000
 Cond. Carico 5 ventox 0.0000
 Cond. Carico 5 ventoy 0.0000

Le condizioni e combinazioni di carico assunte sono le seguenti.

CONDIZIONI DI CARICO

- 1 pesi propri pilastri, travi e fondazioni
- 2 sovraccarichi permanenti
 pavimenti 50kg/m^2
 copertura 50kg/m^2
 pareti esterne 50kg/m^2
- 3 sovraccarichi variabili sul pavimento
 baracche 250kg/m^2
 deposito 400kg/m^2
- 4 sovraccarichi variabili in copertura neve
 neve= 120kg/m^2
- 5 vento x
 $V_x=76\text{kg/m}^2$ per le pareti sopravento
 $V_x=38\text{kg/m}^2$ per le pareti sottovento
- 6 vento y
 $V_x=76\text{kg/m}^2$ per le pareti sopravento
 $V_x=38\text{kg/m}^2$ per le pareti sottovento
- 7 sisma x
- 8 sisma-x
- 9 sisma y
- 10 sisma -y

COMBINAZIONI DI CARICO

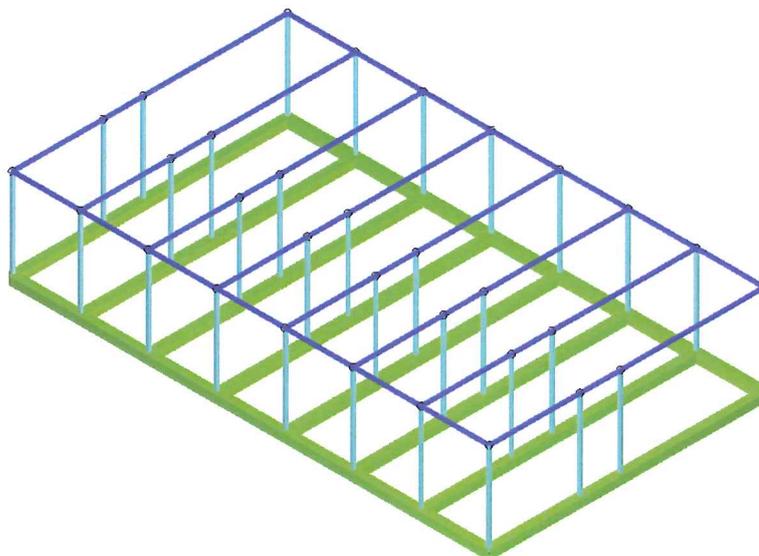
Le combinazioni di carico sono descritte nella seguente tabella.

Le prime 6 combinazioni sono quelle agli SLU, le altre sono le combinazioni sismiche agli SLV.

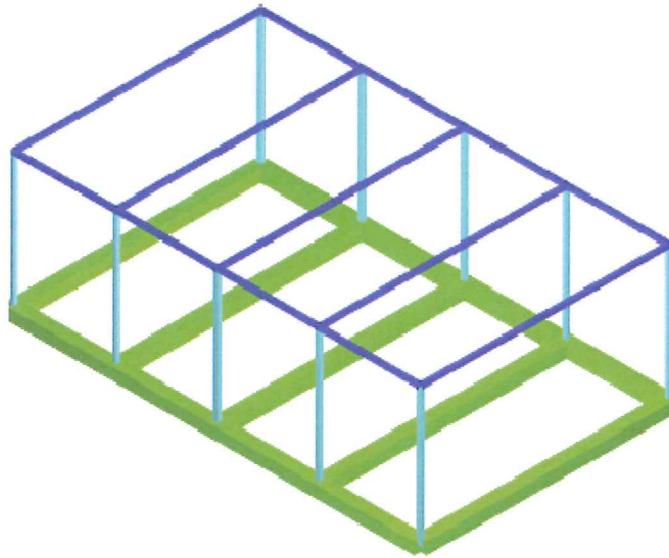
CONDIZIONI DI CARICO										
COMB CARICO	PP	PERM	VARPAV	VARCOP	VX	VY	SISMX	SISM- X	SISMY	SISM- Y
1	1.3	1.3	1.5	1.5X0.5	1.5X0.6	0				
2	1.3	1.3	1.5	1.5X0.5	0	1.5X0.6				
3	1.3	1.3	1.5X0.7	1.5	1.5X0.6	0				
4	1.3	1.3	1.5X0.7	1.5	0	1.5X0.6				
5	1.3	1.3	1.5X0.7	1.5X0.5	1.5	0				
6	1.3	1.3	1.5X0.7	1.5X0.5	0	1.5				

7	1	1	0.3	0	0	0	1		0.3	
8	1	1	0.3	0	0	0	1			0.3
9	1	1	0.3	0	0	0		1	0.3	
10	1	1	0.3	0	0	0		1		0.3
11	1	1	0.3	0	0	0	0.3		1	
12	1	1	0.3	0	0	0		0.3	1	
13	1	1	0.3	0	0	0	0.3			1
14	1	1	0.3	0	0	0		0.3		1

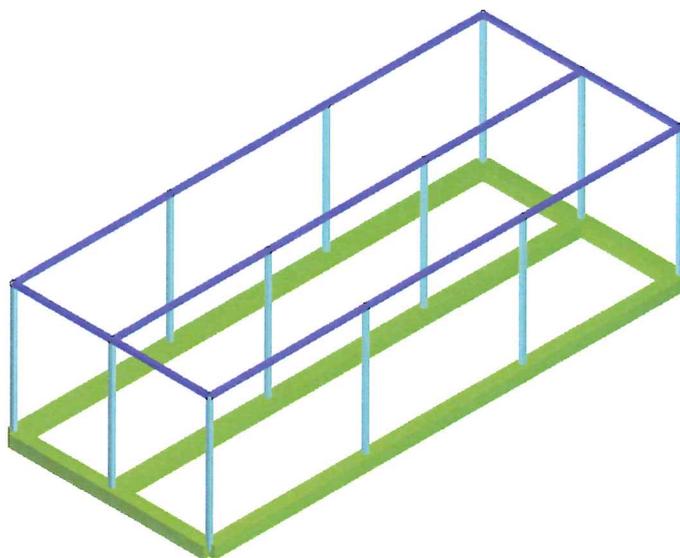
Nelle figure seguenti si trovano le viste tridimensionali dei modelli per le varie baracche relative al cantiere in oggetto.



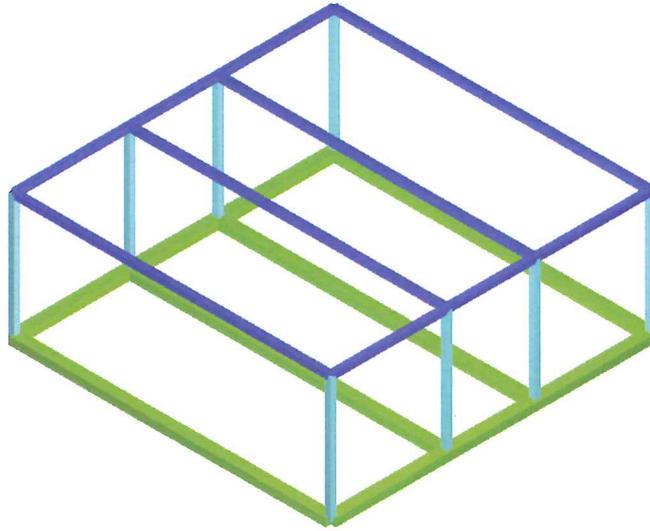
UFFICI



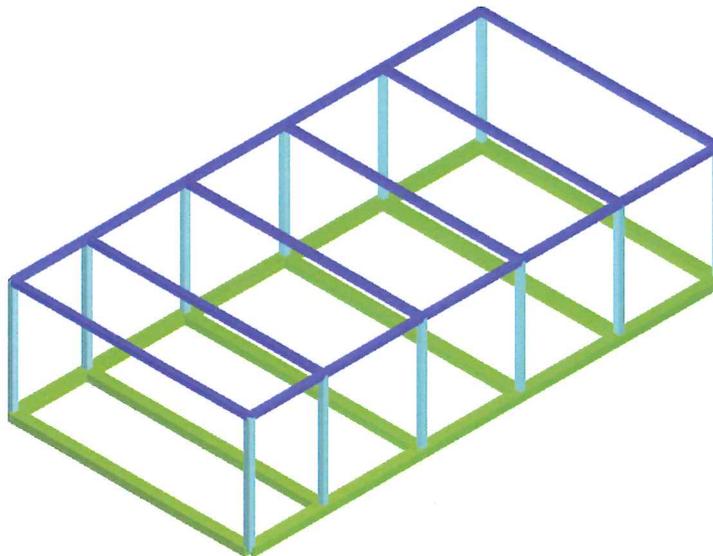
RICOVERO



SPOGLIATOIO



MAGAZZINO



OFFICINA

8.1 VERIFICA TRAVI DI FONDAZIONE

Nella tabella seguente si riassumono le sollecitazioni massime registrate per i vari modelli di calcolo nelle travi di fondazione, derivanti dall'esame dell'involuppo delle sollecitazioni per le 14 combinazioni di carico.

EDIFICIO	Tensione massima sul terreno Kg/cm ²	Mmax kgm	Vmax kg	Sezione bxh cmxcm	Armatura
Uffici	0.8	976	1428	30x30	2+2Φ16, stΦ8/20
Ricovero	0.7	750	1673	30x30	2+2Φ16, stΦ8/20
Locale spogliatoio	0.7	853	1429	30x30	2+2Φ16, stΦ8/20
Magazzino	1.8	4051	5430	40x30	3+3Φ16, stΦ8/15
Officina	1.4	2798	4306	40x30	3+3Φ16, stΦ8/15

Le verifiche sono effettuate sulle sollecitazioni evidenziate in grassetto.

Verifiche pressioni sul terreno

In tutti i casi non viene mai superata la tensione resistente del terreno, pari a 3,70kg/cm².

Verifiche travi 30x30

A flessione Ms/Mr=0,26

A taglio Vs/Vr=0,39

Verifiche travi 40x30

A flessione Ms/Mr=0,75

A taglio Vs/Vr=0,92