

**Studio Ing. Ivan Grazini**

Via Monte Rosso, 5  
01100 VITERBO

tel: 0761 – 326207

cell. 329-6377022

Email: ivangrazini@alice.it



**COMUNE DI  
BARBARANO ROMANO**



**PROVINCIA DI VITERBO**

Committente:

**Parco Naturale Regionale Marturanum**

**Comune di Barbarano Romano**

Progetto:

**POR FERS LAZIO 2007-2013**

**Attività II.4 Valorizzazione delle strutture di fruizione delle aree protette**

**Civiltà etrusca nel territorio di Barbarano**

**(CUP G7710800030002)**

**SCALA IN ACCIAIO TOMBA DEL CERVO**



**MARTURANUM  
PARCO REGIONALE**



**RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA**



## COMUNE DI BARBARANO ROMANO (VT)

### PROGETTO DEFINITIVO STRUTTURALE

#### **Realizzazione di una Scala in carpenteria metallica da realizzarsi nel *Parco Marturanum***

#### **RELAZIONE DI CALCOLO**

##### *INDICE*

1)	Generalità .....	3
1.1)	Descrizione delle opere.....	4
1.2)	Caratteristiche prestazionali dell'opera .....	6
1.2.1)	Caratteristiche sismiche del sito .....	6
1.2.2)	Caratteristiche del terreno.....	7
1.2.3)	Valutazione dell'azione sismica .....	8
1.2.4)	Verifiche di regolarità.....	8
1.2.5)	Classe di duttilità .....	9
1.2.6)	Spettro di Progetto S.L.U e S.L.D. ....	10
1.2.3)	Metodo di analisi .....	11
2)	Caratteristiche dei materiali .....	12
2.1)	Conglomerato .....	12
2.1.1)	Opere di fondazione (Calcestruzzo classe C25/30) .....	13
2.2)	Acciaio da cemento armato ordinario ( B450 C ).....	13
2.3)	Acciaio da carpenteria metallica ( S275J0 ) .....	14
	Viti acciaio 8.8 UNI 3740 e 5712 .....	15
3)	Normative e circolari.....	15



## **COMUNE DI BARBARANO ROMANO (VT)**

### **PROGETTO DEFINITIVO STRUTTURALE**

#### **Realizzazione di una Scala in carpenteria metallica**

##### ***RELAZIONE DI CALCOLO***

#### **1) Generalità**

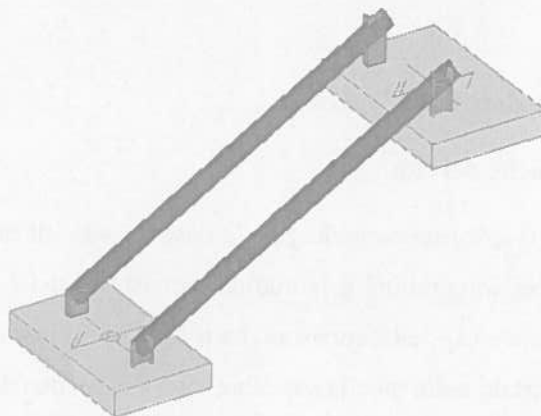
La presente relazione riguarda il progetto strutturale di una scala in carpenteria metallica da realizzarsi nel comune di Barbarano Romano (VT).

Il dimensionamento degli elementi resistenti è stato effettuato sulla base dell'analisi delle sollecitazioni più gravose prodotte dalla combinazione delle seguenti azioni:

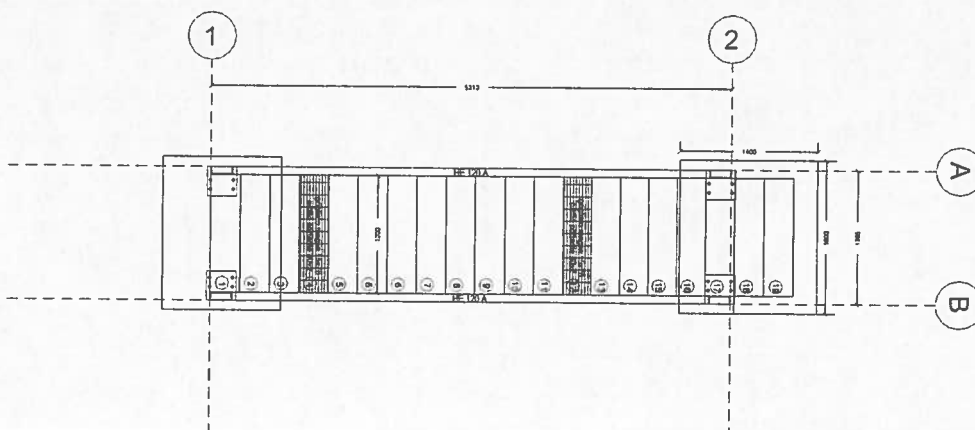
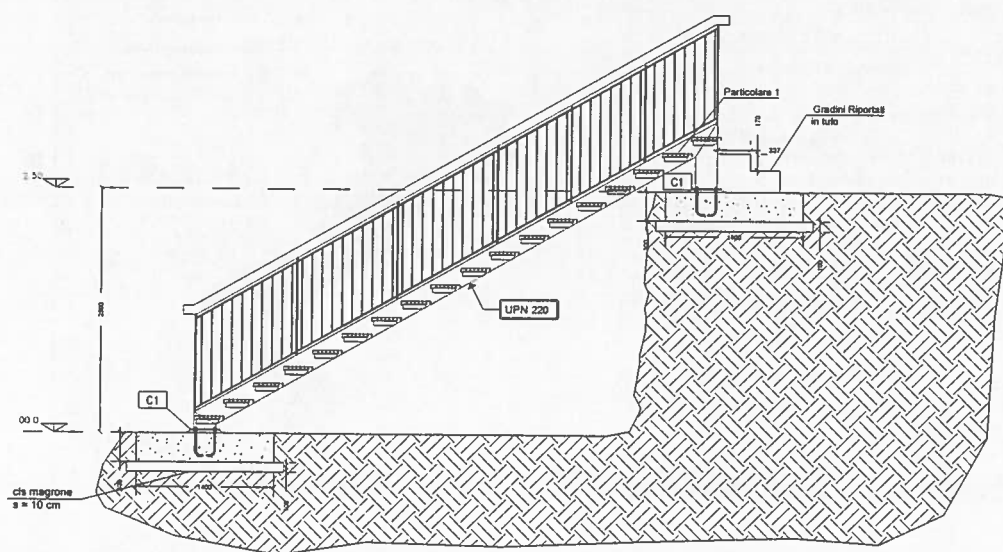
- pesi propri e carichi permanenti;
- carichi permanenti non strutturali;
- carichi variabili;
- azioni orizzontali (sisma)

L'opera è stata progettata e dimensionata per le azioni previste dal D.M. 14/01/2008, "*Norme tecniche per le costruzioni* " e la redazione del progetto strutturale esecutivo è avvenuta rispettando le prescrizioni del cap. 10 del D.M. 14/01/2008. La relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera è contenuta nella relazione geologica, in cui sono riportate le caratteristiche geotecniche dei litotipi interessati, la geologia e la simicità dell'area di intervento.

L'opera oggetto della presente è stata calcolata mediante analisi sismica dinamica lineare



## Carpenteria e Sezione



SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c$ [s]
SLO	30	0,037	2,573	0,242
SLD	50	0,047	2,518	0,264
SLV	475	0,118	2,466	0,292
SLC	975	0,151	2,489	0,295

Dove:

simbologia	descrizione
$a_g$	Accelerazione orizzontale massima al sito.
$F_0$	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
$T_c$	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

E con:

simbologia	descrizione
SLD	Stato limite di danno
SLV	Stato limite salvaguardia della vita
SLO	Stato limite di operatività
SLC	Stato limite prevenzione collasso

### 1.2.2) Caratteristiche del terreno

In base alle indicazioni contenute nella relazione geologica, la tipologia del terreno di fondazione, ai fini della determinazione dell'azione sismica, è individuato nella categoria B.

Categoria Terreno	Descrizione
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Coefficiente di amplificazione stratigrafica – (D.M. 14.1.2008 Tab. 3.2.V)

Categoria sottosuolo	$S_s$
<b>B</b>	1.20

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano (Il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

NON REGOLARE in pianta

REGOLARE in altezza

### 1.2.5) Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

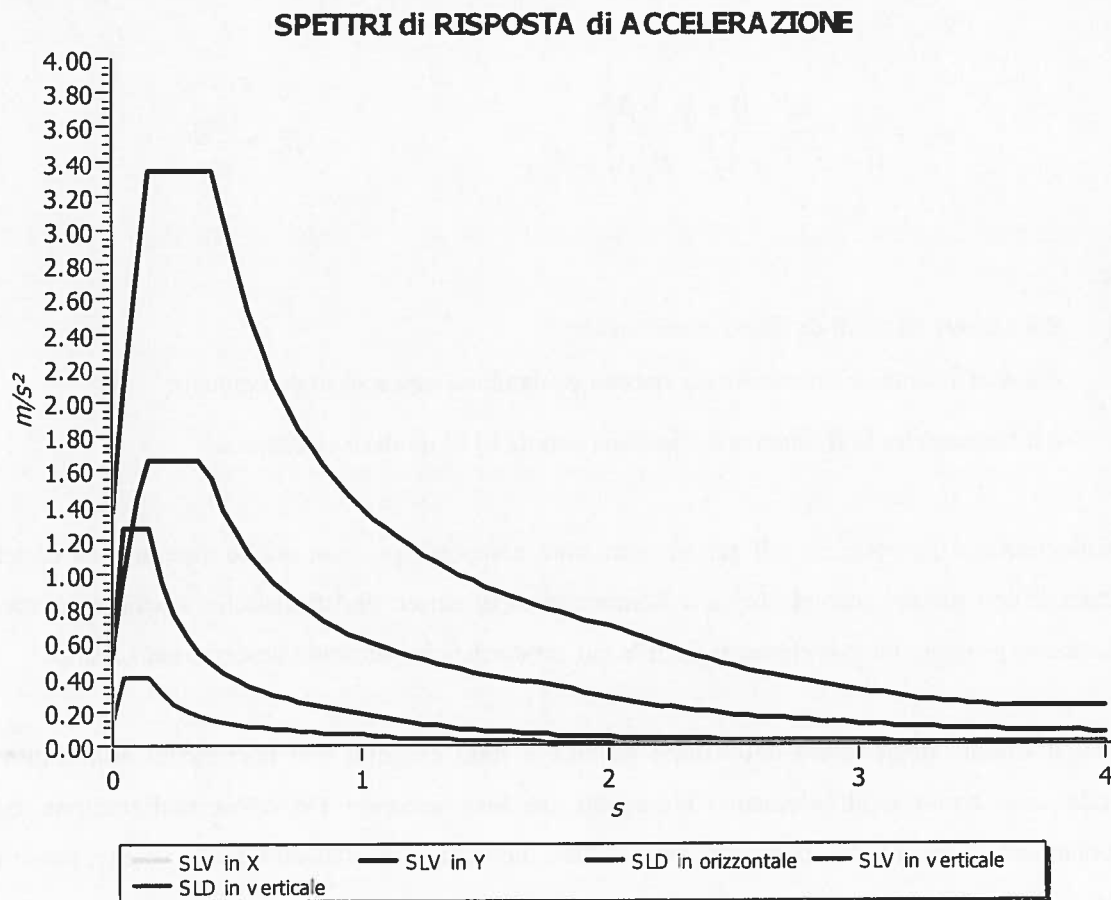
Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

comportamento strutturale non-dissipativo;

comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



### 1.2.3) Metodo di analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

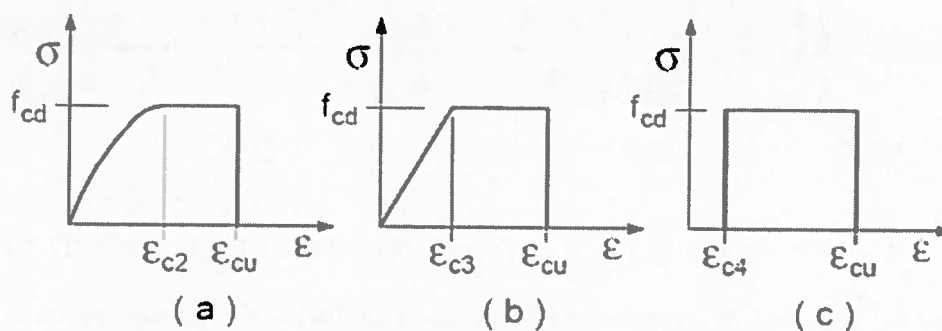
Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100,0
salvaguardia della vita	Y	100,0
salvaguardia della vita	Z	100,0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

### 2.1.1) Opere di fondazione (Calcestruzzo classe C25/30)

Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck}=0.83 \cdot R_{ck}=$	24.9 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \sigma_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.1 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione elastica	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} =$	11.2 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.50 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.75 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = f_{ctk} / 1.5 =$	1.16 N/mm <sup>2</sup>
Valor medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9 N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	31.447 N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Poisson	$\nu =$	0.2
Contenuto min. cemento		280 Kg/mc
Rapporto max. a/c		0,60
Classe di esposizione		XC2
Dimensione max. inerte		22 mm

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in a), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima  $\sigma_c \max$  è assunta pari a 0.0035.

### 2.2) Acciaio da cemento armato ordinario ( B450 C )

Acciaio tipo B450C

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa



Peso specifico	$E$	$= 78.5$	$N/m^3$
Modulo Elastico normale	$E_n$	$= 210.000$	$N/mm^2$
Modulo Elastico tangenziale	$E_t$	$= 80.769$	$N/mm^2$
Tensione di snervamento caratteristica	$F_{yk}$	$= 275$	$N/mm^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk}$	$= 430$	$N/mm^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s$	$= 1.05$	
Resistenza di snervamento di calcolo	$F_{yd}$	$= F_{yk} / \gamma_s = 261.90$	$N/mm^2$

**BULLONERIA AD ALTA RESISTENZA CLASSE 8.8/6S zincata elettroliticamente e composta da**  
**Viti** acciaio 8.8 UNI 3740 e 5712

Dotati di	
$f_{yb} = 649 N/mm^2$	tensione di snervamento
$f_{tk} = 800 N/mm^2$	tensione di rottura
Dadi	6S UNI 3740 e 5713
Rosette	acciaio C50 UNI 7845

### 3) Normative e circolari

- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617**  
Istruzioni C.S.LL.PP. per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)  
"Norme tecniche per le Costruzioni"
- **D.M. 14/09/2005:**  
«Norme tecniche per le costruzioni».
- **D.M. 16/01/1996:**  
Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».
- **Circ. Min. LL.PP. 4/7/1996 n. 156AA.GG./STC:**  
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- **D.M. LL.PP. 14/02/1992:**  
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche. (valida per il metodo T.A.).
- **Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1:2005):**  
Progettazione delle strutture di calcestruzzo, parte 1-1, regole generali e regole per gli edifici.
- **Eurocodice 8 (UNI EN 1998-1:2005):**  
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, parte 1, regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

Inoltre si è considerato Il momento flettente prodotto dalla spinta di 2 kN/m sulla balaustra alla quota di 1.00 m, che viene applicato come coppia torcente alla longherina dove viene ancorato il parapetto.

Per cui è stato applicato un momento torcente pari a  $2 \text{ kN/m} \times 1.00 \text{ m} = 2 \text{ kN m/m} = 2000 \text{ N m/m}$ .

La tipologia di struttura, con assenza di pannelli e controventature, ha permesso di non considerare nei calcoli l'azione del vento

#### 4.4) Analisi dei carichi

Nelle seguenti tabelle vengono riepilogati i carichi applicati sulla struttura:

- **Grigliato elettroforgiato**

<b>PESO PROPRIO</b>	
peso proprio dei Grigliato maglia 15x76 barre portanti 30x2	0.55 kN/mq
<b>Totale</b>	<b>0.55 kN/mq</b>

<b>SOVRACCARICHI PERMANENTI</b>	
– Peso del corrimano	0.30 kN/m
<b>Totale</b>	<b>0.30 kN/m</b>

<b>CARICHI VARIABILI ANTROPICI</b>	
– Variabile Cat. C2 (Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	<b>4,00 kN/mq</b>

#### 4.5) Combinazioni delle azioni (D.M. 14/1/2008- § 2.5.3)

Le verifiche strutturali del corpo di fabbrica sono state condotte agli stati limite ultimi (S.L.U.).

I carichi e le azioni precedentemente descritti sono stati combinati in modo tale da risultare maggiormente sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo debitamente in conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori caratteristici indipendenti, come indicato dalle norme vigenti.

Le combinazioni ricavate sono le seguenti:

<b>Combinazioni per gli Stati Limite Ultimi (SLU)</b>	
– Combinazione fondamentale per gli SLU (1)	
– Combinazione sismica (2)-SLU connessi all'azione sismica- impiegata per gli SLV e SLD	
– Combinazione sismica SLU per le fondazioni- impiegata per le verifiche GEO	

$\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica derivante dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione (2)

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

$G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;

$Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ ;

$\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$  coefficienti parziali (tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008);

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{Ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{Ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

#### 4.6.2) Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3.

Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni: di carico relative ai carichi permanenti e sovraccarichi variabili agenti sulle strutture agli SLE:

- Combinazione rara:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EG} \cdot G_{kj}) + \Psi_{01} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\Psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh})$$

- Combinazione frequente:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EG} \cdot G_{kj}) + \Psi_{11} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\Psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh})$$

- Combinazione quasi permanente:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot \gamma_{EG} \cdot G_{kj}) + \Psi_{21} \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\Psi_{2i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (\gamma_{Ph} \cdot \gamma_{EPH} \cdot P_{kh})$$

- Combinazione sismica allo SLD, impiegata per lo stato limite di esercizio, connessi all'azione sismica E.

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2}$$

essendo:

$G_{kj}$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$Q_{k1}$  il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione,

$Q_{ki}$  i valori caratteristici delle azioni variabili indipendenti;

#### **4.6.3) Combinazioni per gli elementi di fondazione**

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le combinazioni ad esse relative nei calcoli sono definite come GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, i valori della sollecitazione relativi alle varie combinazioni.

### **5) Modellazione di calcolo**

#### **5.1) Scheletro portante**

La struttura è stata modellata come un telaio spaziale, con elementi tipo "frame" a schematizzare sia le travi che i pilastri.

Gli orizzontamenti dei solai sono stati modellati come infinitamente rigidi nel proprio piano ma liberi di traslare verticalmente e di ruotare attorno ai due assi principali orizzontali.

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta mediante analisi numerica agli elementi finiti tramite il programma di calcolo Edilus V. 20.00 trial (ACCA), implementato su elaboratore Pentium 4, di cui in allegato si riportano i dati di ingresso e di uscita.

Per la modellazione numerica è stato necessario definire i seguenti parametri:

- coordinate nodali;
- caratteristiche dei materiali;
- geometria e caratteristiche di inerzia delle sezioni;
- carichi lineari di elemento;
- coefficienti di combinazione delle azioni elementari;
- Spettri di progetto.

Per i dati di uscita il codice di calcolo Edilus provvede automaticamente a tabulare i seguenti risultati:

- Spostamenti nodali;
- Reazioni vincolari;
- Caratteristiche di sollecitazione;
- Verifiche di resistenza degli elementi tipo frame, secondo il metodo agli Stati Limite Ultimi, utilizzando per i coefficienti parziali di riduzione delle resistenze dei materiali i valori prescritti nelle norme tecniche del D.M. 14/01/2008 «Norme tecniche per le costruzioni».

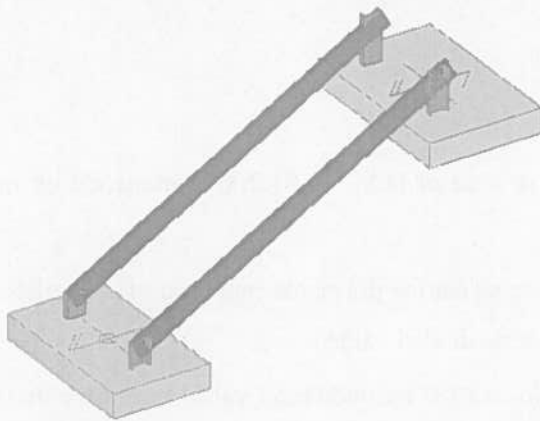


Fig. 5.1.1\_1 3D della struttura

- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per Pressoflessione retta e biassiale

Nei tabulati, per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$C_s = R_d/S_d.$$

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left( \frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

$M_{Ex}$ ,  $M_{Ey}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

$M_{Rx}$ ,  $M_{Ry}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie  $M_x$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

- Colonna-Fondazione
- Asta con elemento in c.a.
- Asta principale-Asta secondaria
- Asta reticolare

Per ogni collegamento sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Bulloni, Tirafondi, Piastre, Costole e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche. In particolare:

- Per i bulloni sono state effettuate verifiche a Taglio e Trazione sia per la singola sollecitazione che per presenza contemporanea di tali sollecitazioni.
- Per le piastre sono state effettuate verifiche a Rifollamento, a Flessione con la presenza eventuale di costole, a Punzonamento e alle Tensioni nel piano della piastra.
- Per le costole è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni parallele e ortogonali al piano della costola.
- Per i cordoni di saldatura è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni tangenziali parallele e ortogonali alla lunghezza del cordone e la tensioni normali ortogonale alla lunghezza.
- Per i tirafondi sono state effettuate verifiche a sfilamento per trazione
- Per le piastre d'attacco con le fondazioni e gli elementi in c.a. è stata effettuata la verifica del calcestruzzo di base.

Nei tabulati, per ogni collegamento presente nella struttura, sono riportate le indicazioni geometriche e le relative verifiche.

## **7) Informazioni sul codice di calcolo utilizzato e sulle analisi e verifiche svolte (D.M.14.1.2008-§ 10.2)**

- Il codice di calcolo utilizzato è Edilus V. 20.00 trial (ACCA software S.p.a.);
- L'opera in oggetto è stata calcolata mediante analisi dinamica modale;
- La documentazione di affidabilità del software, contenente gli algoritmi utilizzati, le basi teoriche ed i casi prova, è stata allegata alla presente relazione;
- I risultati sono stati presentati mediante grafici, diagrammi e shemi grafici anche 3D nel cap.8;
- Una test di validazione del codice di calcolo è stato trattato nel par. 7.1;
- Un giudizio motivato di accettabilità dei risultati è stato effettuato nel par. 7.1

### **7.1) Verifica risultati delle analisi relative ai carichi verticali e giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

Prendiamo in esame il cosciale UPN 220:

Calcoliamo i carichi al metro lineare applicati sul cosciale:



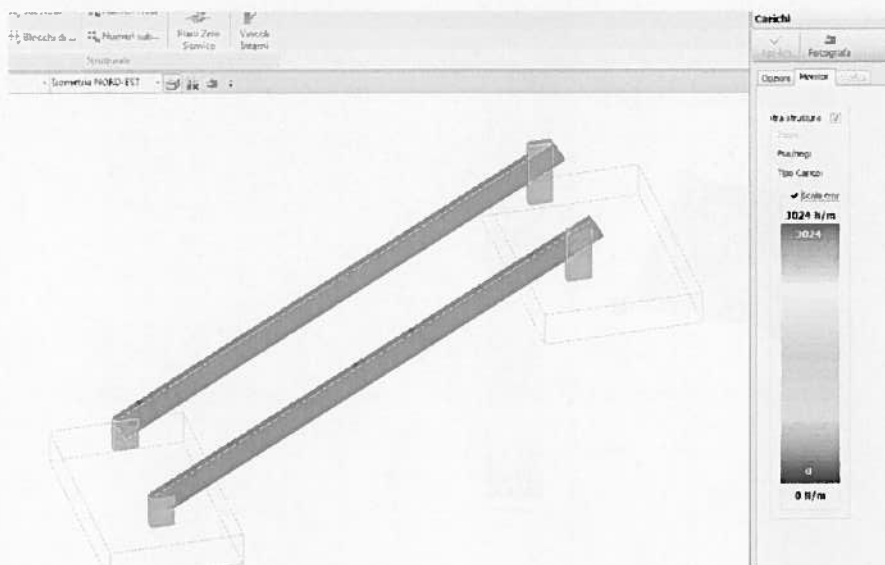


Fig. 8\_1 Carichi applicati sulla struttura in scala cromatica

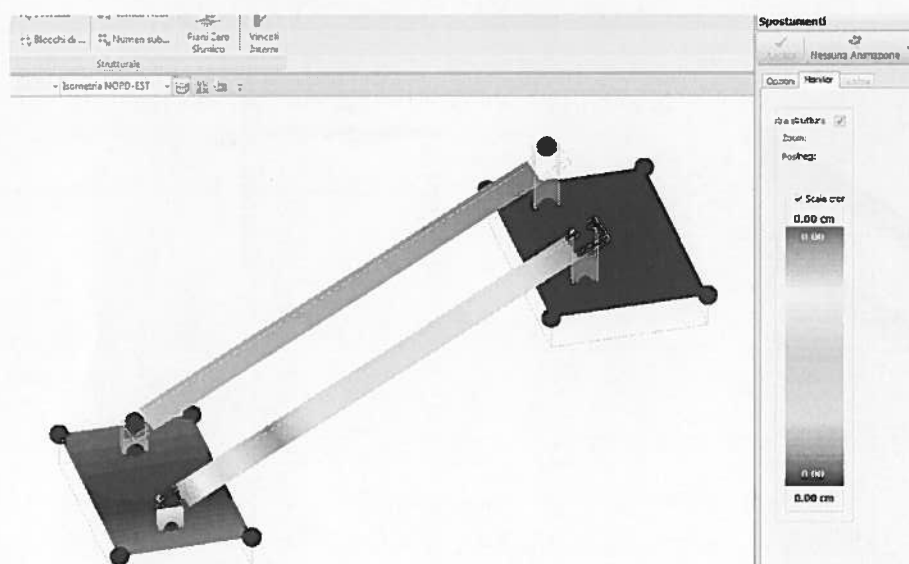


Fig. 8\_2 Diagramma degli spostamenti per effetto del sisma in dir. X riportato in scala cromatica

**ALLEGATO: DOCUMENTAZIONE DI AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE**