

COMUNE DI CUSANO MILANINO  
PROVINCIA DI MILANO

REALIZZAZIONE DI NUOVO FABBRICATO  
DESTINATO AD ATTIVITA' RECREATIVE  
ALL'INTERNO DEL PARCO MATTEOTTI

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

PROPRIETA':

COMUNE DI CUSANO MILANINO  
Piazza Martiri di Tienanmen, 1  
20095 - Cusano Milanino (MI)

AGGIORNAMENTI:

DATA:

	AGGIORNAMENTI:	DATA:
1		
2		
3		

ELAB.:

**SRel**

SCALA:

-

DATA:

DICEMBRE 2017

OGGETTO:

RELAZIONE DI  
CALCOLO STRUTTURALE

RTP:



PROGETTAZIONE E SERVIZI  
PER L'ARCHITETTURA E L'INGEGNERIA

20029 TURBIGO (MI), VIA PAOLO TATTI 5  
TEL. 0331 871699 - FAX. 0331 890689

e-mail: [info@arinstudio.it](mailto:info@arinstudio.it)

web: [www.arinstudio.it](http://www.arinstudio.it)

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA:

DOTT. ING. LUIGI PAOLINO (mandatario)

PROGETTAZIONE STRUTTURALE E IMPIANTI:

DOTT. ING. MARCO CAGELLI (mandante)

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

DOTT. ING. MARCO CAGELLI

ARCH. MARCO FERRARI (mandante)

20029 TURBIGO (MI), VIA MONTE NERO, 1

GEOL. ALBERTO VENEGONI (mandante)

20023 CERRO MAGGIORE (MI), VIA PIETRO MICCA, 11



# Comune di Cusano Milanino

Provincia di Milano

**Realizzazione di nuovo fabbricato destinato ad attività  
ricreative all'interno del Parco Matteotti**

## Relazione di calcolo

Committente:

Comune di Cusano Milanino

Progettisti:



**AR. IN. Studio**

PROGETTAZIONE E SERVIZI  
PER L'ARCHITETTURA E L'INGEGNERIA  
Via P. Tatti n.5, 20029 – Turbigo (MI)  
Tel. 0331871699 – Fax 0331890689  
www.arinstudio.it

Commessa	Opera	Data
19-17	Realizzazione di nuovo fabbricato destinato ad attività ricreative all'interno del Parco Matteotti	01/12/17

N. Variante	Data	Redatto da	Controllato da
0		D.C.	M. C.



## Indice generale

<b>1.DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE DEL SITO OGGETTO.....</b>	<b>4</b>
1.1 PREMESSE.....	4
1.2 CENNI STORICI.....	4
1.3 DESCRIZIONE DEL TESSUTO EDILIZIO CIRCOSTANTE.....	4
1.4 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, IDROGEOLOGICHE E MORFOLOGICHE DEL SITO IN OGGETTO.....	5
<b>2.DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA, SIA IN ELEVAZIONE CHE IN FONDAZIONE, E DELLA TIPOLOGIA DI INTERVENTO, CON INDICAZIONE DELLE DESTINAZIONI D'USO PREVISTE PER LA COSTRUZIONE.....</b>	<b>5</b>
2.1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA .....	5
2.2 TIPOLOGIA DI INTERVENTO.....	5
<b>3.NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI, TRA CUI LE EVENTUALI PRESCRIZIONI SISMICHE CONTENUTE NEGLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E URBANISTICA.....</b>	<b>5</b>
<b>4.PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO E DELLE AZIONI CONSIDERATE SULLA COSTRUZIONE E DEGLI EVENTUALI SCENARI DI AZIONI ECCEZIONALI.....</b>	<b>6</b>
4.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI.....	6
4.1 AZIONE SISMICA (E).....	7
4.1.1 Vita nominale.....	7
4.1.2 Classi d'uso.....	7
4.1.3 Periodo di riferimento dell'azione sismica:.....	8
4.1.4 Aspetti geologici e geomorfologici.....	8
4.1.5 Aspetti topografici:.....	8
4.1.6 Calcolo dell'azione sismica.....	9
4.2 CALCOLO DELLE AZIONI DI NEVE E VENTO.....	12
4.2.1 Azione della neve.....	12
4.2.2 Azione del vento.....	13
4.2.3 CARICHI VARIABILI SUGLI ORIZZONTAMENTI.....	15
4.2.4 CARICHI PERMANENTI.....	16
<b>5.DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE, DEI REQUISITI DI RESISTENZA MECCANICA E DI DURABILITÀ CONSIDERATI.....</b>	<b>16</b>
<b>6.ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE: CLASSE DI DUTTILITÀ - CD, REGOLARITÀ IN PIANTA ED IN ALZATO, TIPOLOGIA STRUTTURALE, FATTORE DI STRUTTURA - Q E RELATIVA GIUSTIFICAZIONE.....</b>	<b>16</b>
6.1 CRITERI DI PROGETTAZIONE.....	16
6.1.1 Principi fondamentali.....	16
6.1.2 Stati limite.....	16
6.1.3 Verifiche.....	18
6.1.4 Valutazione della sicurezza.....	18
6.2 CLASSE DI DUTTILITÀ.....	18
6.3 RIGIDEZZA DEGLI IMPALCATI.....	19
<b>7.INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI IN RELAZIONE AGLI SLU E SLE INDAGATI: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI, COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE.....</b>	<b>19</b>
7.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	19
<b>8.INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI SEGUITO PER L'ESECUZIONE DELLA STESSA, (PRECISAZIONE DEL FATTORE <math>\Theta = P \cdot D / V \cdot H</math>).....</b>	<b>19</b>
8.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	19
8.2 ANALISI EFFETTUATE.....	19



---

<b>9.CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI, IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA: - STATI LIMITE ULTIMI, IN TERMINI DI RESISTENZA, DI DUTTILITÀ E DI CAPACITÀ DI DEFORMAZIONE , - STATI LIMITE DI ESERCIZIO, IN TERMINI DI RESISTENZA E DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....</b>	<b>20</b>
CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	20
<i>Verifiche alle tensioni ammissibili.....</i>	20
<i>Verifiche a taglio delle travi e dei pilastri in c.a.....</i>	20
<i>Verifiche sismiche degli elementi in c.a.....</i>	22
<i>Verifiche sismiche degli elementi "fragili" in c.a.....</i>	22
<i>Verifiche sismiche delle pareti in calcestruzzo non armato.....</i>	22
<b>10.CON RIFERIMENTO ALLE STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE: SINTESI DELLE MASSIME PRESSIONI ATTESE, CEDIMENTI E SPOSTAMENTI ASSOLUTI/DIFFERENZIALI.....</b>	<b>22</b>
<b>11.ANALISI SPOSTAMENTI MASSIMI E SPOSTAMENTI DI PIANO.....</b>	<b>23</b>
<b>12.CALCOLI DI PREDIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>23</b>
12.1 PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONE CONTINUA.....	23
12.2 DIMENSIONAMENTO PLINTO.....	23
12.3 DIMENSIONAMENTO TRAVE IN LEGNO LAMELLARE GL28.....	24
12.4 DIMENSIONAMENTO TRAVETTI IN LEGNO LAMELLARE GL28.....	24
12.5 DIMENSIONAMENTO TRAVE T1.....	24
12.6 CALCOLO AZIONE SISMICA.....	25
<b>13.CODICE DI CALCOLO.....</b>	<b>26</b>
TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	26
ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO.....	26
<i>Software di analisi.....</i>	26
AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI.....	26
<i>Esistenza di documentazione.....</i>	26
<i>Esistenza di controlli e riscontri.....</i>	26
<i>Autodiagnostica.....</i>	26
<i>Scelta dei codici.....</i>	26
MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	27
INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE.....	27
<i>Elaboratore.....</i>	27
<b>GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....</b>	<b>27</b>
<i>Controllo sulle reazioni vincolari.....</i>	27

## 1. Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto

### 1.1 Premesse

La presente relazione è inerente la realizzazione di un nuovo edificio adibito ad attività associative. Tale intervento è classificabile secondo il Decreto Ministeriale 14-01-08 come “NUOVA COSTRUZIONE”.



1. Vista satellitare dell'edificio esistente che sarà demolito

### 1.2 Cenni storici

L'area oggetto di intervento si trova all'interno del parco pubblico di via Matteotti. Sul medesimo sedime attualmente è presente una platea di fondazione con un prefabbricato adibito a medesima attività del futuro edificio.

Le strutture presenti saranno demolite e adeguatamente smaltite per fare spazio alle nuove funzioni.

### 1.3 Descrizione del tessuto edilizio circostante

Il parco si trova all'interno del tessuto edilizio consolidato, in prossimità di altri edifici con funzioni pubbliche. L'edificio risulta comunque isolato e non interessato da interferenze o prossimità con altri immobili. Per tale motivo non si affrontano analisi inerenti possibili martellamenti.



#### **1.4 Caratteristiche geologiche, idrogeologiche e morfologiche del sito in oggetto**

Le caratteristiche del terreno sono ben conosciute e note a chi si occupa di costruzioni. Trattandosi di edificio pubblico si è comunque provveduto all'esecuzione di prove geologiche per determinare le principali caratteristiche del terreno. Gli esiti delle indagini sono riassunte nell'allegata relazione geologica e geotecnica a firma de dott. Alberto Venegoni.

## **2. Descrizione generale della struttura, sia in elevazione che in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione**

### **2.1 Descrizione della struttura**

La struttura è costituita da fondazioni lineari con strutture verticali in muratura portante per quanto attiene l'involucro esterno, mentre all'interno si realizzano quattro pilastri in calcestruzzo che sorreggono l'unico impalcato che risulta accessibile solo per manutenzioni. L'impalcato in parte è realizzato in laterocemento, mentre parte è in legno. Al di sopra di questo si trova la caopertura a due falde.

### **2.2 Tipologia di intervento**

L'intervento si configura come nuova costruzione con tipologia strutturale tradizionale..

## **3. Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica.**

- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare 4/07/96, 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 D.M. 16/01/96.
- Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
- D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".



- Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.
- D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 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” e successive modificazioni e integrazioni.

#### **4. Parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito e delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali.**

##### **4.1 Classificazione delle azioni**

Le azioni possono distinguersi come segue:

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui

variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente

approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );

- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );

- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;

- pretensione e precompressione (P);

- ritiro e viscosità;

- spostamenti differenziali;

b) *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ .

c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;

- esplosioni;



- urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

#### 4.1 Azione sismica (E)

Di seguito si riportano i parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica di progetto.

##### 4.1.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, può essere usata per lo scopo per il quale è progettata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella seguente:

TIPO DI COSTRUZIONE		VITA NOMINALE $V_N$
1	Opere provvisorie, strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie e opere infrastrutturali normali	$\geq 50$
3	Grandi opere e opere di importanza strategica	$\geq 100$

La vita nominale è stabilita, in accordo con la Committenza, in funzione delle caratteristiche dell'opera e della destinazione d'uso della medesima.

Nel caso in esame si assume :

Tipologia	: <b>Opera ordinaria</b>
Vita nominale $V_N$ (anni)	: <b>50</b>

##### 4.1.2 Classi d'uso

Le costruzioni sono suddivise in classi d'uso con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dovute agli effetti dell'azione sismica.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n° 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C se appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la costruzione in progetto si assume:

<b>Classe d'uso</b>	: <b>II</b>
---------------------	-------------



#### 4.1.3 Periodo di riferimento dell'azione sismica:

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, con la seguente formula in funzione del coefficiente d'uso  $C_U$ :  $V_R = V_N \times C_U$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come di seguito

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Si ottiene pertanto :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = \mathbf{50 \text{ anni}}$$

#### 4.1.4 Aspetti geologici e geomorfologici

Con riferimento alle indagini specialistiche allegata alla presente relazione è stata individuata la seguente categoria di sottosuolo:

Categoria	Descrizione
A	Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti 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).
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

#### 1. Categorie di suolo secondo D.M. '08

Per quanto riguarda gli aspetti geologici e geomorfologici si sono considerate caratteristiche desunte dalle prove geologiche eseguite dal dott. Venegoni

#### 4.1.5 Aspetti topografici:

Per la Tabella 3.2.IV(fig.4), essendo l'intervento ubicato in un lotto pianeggiante senza prossimità di pendii, la **categoria topografica** corrispondente è la T1, che corrisponde a un valore del coefficiente  $St$  pari a 1,00.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

#### Categorie topografiche secondo D.M. '08



#### 4.1.6 Calcolo dell'azione sismica

Il calcolo della azione sismica sulla struttura è condotto in accordo al punto 3.2 del D.M.14-01-2008. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P(V_R)$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P(V_R)$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  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.

#### Determinazione dei parametri e punti spettri di risposta:

I parametri e i punti degli spettri di risposta sono ricavati dal foglio elettronico *Spettri-NTC.xls v.1.0.3* predisposto a cura del *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* e scaricato dal sito [www.csip.it](http://www.csip.it).

- Caratteristiche geografiche del sito : Comune : **Cusano Milanino**  
Zona : **4**  
Coordinate : **45,5540° N**  
: **9,1845° E**
- Sottosuolo e topografia : Categoria di sottosuolo : **C**  
Categoria topografica : **T1**
- Fattore di struttura : “q” : **1**

Con l'adozione del fattore di struttura 1 si possono evitare le verifiche delle prescrizioni del capitolo 7 delle NTC2008.

Si riportano gli spettri



### Spettro di risposta per Stato limite di Vita

**Function Name**

Function Damping Ratio

**Parameters**

ag, F0 and Tc\* - by Latitude/Longitude

ag, F0 and Tc\* - by Island

ag, F0 and Tc\* User Specified

Site Longitude (degree)

Site Latitude (degree)

Island Name

Limit State

Usage Class

Nominal Life

Peak Ground Acc., ag/g

Magnification Factor, F0

Reference period, Tc\*

Spectrum Type

Soil Type

Topography

h/H ratio

Spectrum Period, Tb

Spectrum Period, Tc

Spectrum Period, Td

Damping Percentage, Xi

Behavior Factor, q

**Define Function**

Period	Acceleration
0.	0.0743
0.1488	0.1966
0.4465	0.1966
0.5465	0.1607
0.6465	0.1358
0.7465	0.1176
0.8465	0.1037
0.9465	0.0928

**Function Graph**

     ( 1.3297 , 0.0661 )



### Spettro di risposta per stato limite di danno

**Function Name**

**Function Damping Ratio**

**Parameters**

ag, F0 and Tc\* - by Latitude/Longitude  
 ag, F0 and Tc\* - by Island  
 ag, F0 and Tc\* User Specified

Site Longitude (degree)

Site Latitude (degree)

Island Name

Limit State

Usage Class

Nominal Life

Peak Ground Acc., ag/g

Magnification Factor, F0

Reference period, Tc\*

Spectrum Type

Soil Type

Topography

h/H ratio

Spectrum Period, Tb

Spectrum Period, Tc

Spectrum Period, Td

Damping Percentage, Xi

Behavior Factor, q

**Define Function**

Period	Acceleration
0.	0.0357
0.1145	0.0908
0.3434	0.0908
0.4434	0.0703
0.5434	0.0574
0.6434	0.0484
0.7434	0.0419
0.8434	0.037

**Function Graph**

     ( 1.7875 , 0.0166 )

## 4.2 Calcolo delle azioni di neve e vento

### 4.2.1 Azione della neve

Per la valutazione dell'azione di progetto della neve si è seguito il Paragrafo 3.4.1 delle NTC2008.

#### 3.4.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

$C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

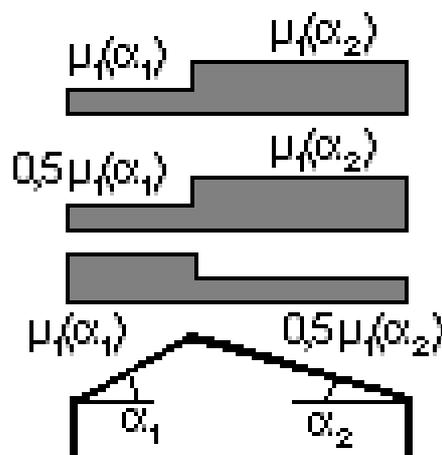
2. Prescrizione del D.M. 14/01/08 per la valutazione del carico da neve.

Altitudine s.l.m.	: 152 m
Zona Neve	: I Mediterranea
Ce (coeff. di esposizione al vento)	: 1,00
Valore caratteristico del carico al suolo ( $q_{sk} C_e$ )	: 175 daN/mq

Copertura a due falde:

Angolo di inclinazione della falda	: 17.0°
$\mu_1 = 0.80$ => Q	: 120 daN/mq

Schema di carico:





#### 4.2.2 Azione del vento

La valutazione della pressione del vento da applicare nelle verifiche statiche è stata effettuata in riferimento al Paragrafo 3.3 del D.M. 14/01/08:

##### 3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d \quad (3.3.2)$$

dove

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

$c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

#### 1. Prescrizione del D.M. 14/01/08 per la valutazione della pressione del vento

##### Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad (3.3.9)$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Topografia	Descrizione			$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.			0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.			1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti			1,1
<b>Coefficiente di forma</b>	$0^\circ \leq \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$	
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0	

#### 2. Parametri del D.M. 14/01/08 per la valutazione del carico da neve.

Vengono in seguito calcolati i termini necessari per valutare la pressione del vento, che sono univoci per ambo le parti:

- La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  si ottiene dall'espressione  $1/2 \rho \cdot v_b$ , dove  $\rho$ , densità dell'aria, si assume pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$  e  $v_b$ , velocità di riferimento, dalla Tabella 3.3.I del D.M. 14/01/08, uguale a  $25 \text{ m/s}$ , trovandosi l'edificio in Zona 2 (Emilia Romagna) e ad una quota sul livello del mare di minore di  $a_0 = 750 \text{ m}$ .
- Il coefficiente di esposizione  $c_e$  pari a:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

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



Essendo la costruzione ubicata in Zona 2 (Emilia Romagna) in un'area caratterizzata da una classe di rugosità del terreno A, e trovandosi a più di 30 km dal mare e ad una altitudine sopra il livello del mare minore di 500 m, la categoria di esposizione del sito è la V e dalla Tabella 3.3. Il si ricavano quindi i seguenti valori:  $k_r = 0,23$ ,  $z_0 = 0,7$  m,  $z_{min} = 12$  m e  $c_t = 1$ .

- Il coefficiente di forma  $c_p$  è funzione del coefficiente di forma per pressione esterna  $c_{pe}$  e del coefficiente di forma per pressione interna  $c_{pi}$  che, nella situazione in oggetto, valgono rispettivamente 0,8 e  $\pm 0,4$ , visto che tutte le costruzioni, anche in condizioni eccezionali, hanno le pareti con una superficie di aperture minore di 1/3 di quella totale. Di conseguenza per la stessa direzione si avranno 4 differenti valori di pressione e depressione dovuti ai due versi che può avere l'azione del vento e alle due possibili combinazioni dei coefficienti  $c_{pe}$  e  $c_{pi}$ .
- Il coefficiente dinamico  $c_d$ , come indica la normativa, è stato assunto cautelativamente pari a 1.
- Noti la pressione di riferimento, il coefficiente di forma e il coefficiente dinamico e i parametri per il calcolo del coefficiente di esposizione illustrati precedentemente, sono state valutate le pressioni del vento per le direzioni orizzontali principali X e Y in entrambi i versi per le varie facciate dell'edificio in funzione delle quote z dei piani e del loro baricentro, delle superfici esposte e di quelle da modello:

#### Calcolo della pressione del vento:

Zona vento:	2
( $V_{b.o} = 25$ m/s; $A_o = 750$ m; $K_a = 0,015$ 1/s )	
Classe di rugosità del terreno:	B
[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]	
Categoria esposizione:	tipo IV
( $K_r = 0,22$ ; $Z_o = 0,30$ m; $Z_{min} = 8$ m )	
Velocità di riferimento:	25,00 m/s
Pressione cinetica di riferimento ( $q_b$ ) = 39 daN/mq	
Coefficiente di forma ( $C_p$ ):	1,00
Coefficiente dinamico ( $C_d$ ):	1,00
Coefficiente di esposizione ( $C_e$ ):	1,78
Coefficiente di esposizione topografica ( $C_t$ ):	1,00
Altezza dell'edificio:	4,00 m
Pressione del vento ( $p = q_b C_e C_p C_d$ ):	<b>70 daN/m<sup>2</sup></b>



### 4.2.3 Carichi variabili sugli orizzontamenti

Per quanto riguarda i carichi variabili si è fatto riferimento alla tabella contenuta nel cap. 3 del D.M. 14/01/08 e di seguito riportate.

Il carico B1 si esercita sul solaio a terra realizzato con sistema tipo Igloo.

Il carico H1 è previsto sia sul solaio in latero-cemento sia sul solaio in legno.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b>			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b>			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b>			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b>			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	— —	— —	— —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

- Estratto del D.M. 14/01/2008



#### 4.2.4 Carichi permanenti

Si riportano i calcoli riferiti ai carichi permanenti presenti sui solai

Si stimano solo i carichi permanenti dei solai superiori in quanto i solai a terra scaricano direttamente sul terreno tramite il sistema di igloo.

Copertura:	$g_1$	=	40 daN/m <sup>2</sup>
	$g_2$	=	100 daN/m <sup>2</sup>
			-----
			140 daN/m <sup>2</sup>

Solaio c.a.	$g_1$	=	300 daN/m <sup>2</sup>
	$g_2$	=	100 daN/m <sup>2</sup>
			-----
			400 daN/m <sup>2</sup>

Solaio legno	$g_1$	=	60 daN/m <sup>2</sup>
	$g_2$	=	80 daN/m <sup>2</sup>
			-----
			140 daN/m <sup>2</sup>

### 5. Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati.

I materiali sono descritti in apposita relazione

### 6. Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione: classe di duttilità - CD, regolarità in pianta ed in alzato, tipologia strutturale, fattore di struttura - q e relativa giustificazione.

#### 6.1 Criteri di progettazione

##### 6.1.1 Principi fondamentali

Le opere e le componenti strutturali saranno progettate eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo da consentirne l'utilizzo per il livello di sicurezza e la vita nominale previsti.

Le strutture sono progettate per garantire i seguenti requisiti :

- sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo (SLU) : capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio, e dissesti in grado di compromettere l'incolumità delle persone, comportare la perdita di beni, provocare danni ambientali o mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo (SLE) : capacità di garantire le prestazioni attese in fase di esercizio;
- robustezza nei confronti dell'azione dovuta al sisma (situazione eccezionale);

Le azioni sulla struttura sono assunte come indicato nel D.M. 14-01-2008

##### 6.1.2 Stati limite

#### Stati limite ultimi SLU

Principali stati limite ultimi:

- a) perdita di equilibrio



- b) spostamento o deformazioni eccessive tali da compromettere l'edificio
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura o delle sue parti
- d) collasso del terreno
- e) rottura di membrature e collegamenti per fatica o per tempo
- f) instabilità di parti della struttura

### **Stati limite di esercizio SLE**

Principali stati limite di esercizio :

- a) danneggiamenti locali tali da compromettere la durabilità
- b) spostamenti o deformazioni tali da limitare l'uso dell'edificio o di parti non strutturali dell'edificio (impianti, macchinari, ecc...)
- c) vibrazioni
- d) corrosione o eccessivo degrado dei materiali



### 6.1.3 Verifiche

Le verifiche per quanto attiene le murature saranno eseguite come previsto dalle NTC 2008 tramite metodo semplificato in quanto l'edificio possiede i requisiti previsti dalla normativa.

Le verifiche per gli orizzontamenti e le fondazioni verranno condotte sia nei riguardi degli SLU sia nei riguardi degli SLE.

### 6.1.4 Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza è condotta applicando il metodo semiprobabilistico agli stati limite basti sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza .

La verifica della sicurezza nel riguardo degli *stati limite ultimi di resistenza* si effettua verificando il rispetto della seguente equazione :

$$R_d \geq E_d$$

dove :

$R_d$  è la resistenza di progetto valutata in funzione delle caratteristiche dei materiali impiegati e ai valori nominale delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni

La verifica della sicurezza nel riguardo degli *stati limite di esercizio* si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

### 6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità adottata risulta essere quella bassa denominata: "CD B".



### **6.3 Rigidezza degli impalcati**

I solai, previsti da progetto sono provvisti di una soletta collaborante armata all'estradosso avente altezza pari a 5 cm i medesimi possono essere considerati rigidi nel piano così come previsto dal DM 2008 par. 7.2.6 per gli edifici di nuova costruzione.

Le attuali norme tecniche forniscono le indicazioni per le verifiche dei fabbricati sia nuovi che esistenti sollecitati da un'azione sismica.

In merito alla funzione del solaio la norma precisa che:

i solai devono assolvere funzioni di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. Tale funzionamento consiste nella capacità di ripartire la spinta sismica orizzontale tra le varie pareti resistenti (setti murari) in relazione alla loro rigidezza e alla loro distanza dal centro di rigidezza. Per esplicitare questa funzione il solaio deve essere sufficientemente rigido.

Per avere requisiti di rigidezza, il solaio deve:

- una soletta di calcestruzzo dello spessore di almeno 4/5cm a seconda se si tratta di solaio in latero-cemento o in struttura mista
- la soletta deve essere armata, cioè vi deve essere almeno una rete elettrosaldata;
- la soletta deve essere unita ai travetti esistenti. Nel caso di nuove solette, come il progetto in analisi, il getto del solaio deve essere fatto contemporaneamente al getto dei travetti;
- non ci devono essere aperture all'interno del solaio che ne riducano significativamente la rigidezza.

## **7. Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati: coefficienti parziali per le azioni, coefficienti di combinazione.**

### **7.1 Combinazione delle azioni**

Le combinazioni utilizzate sono quelle previste dal punto 4.5.6.4 delle NTC 2008

## **8. Indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa, (precisazione del fattore $\Theta = P*d/V* h$ )**

### **8.1 Modellazione della struttura**

La struttura è stata modellata a setti resistenti in muratura come previsto dal capitolo 4.5.6.4

### **2 Analisi effettuate**

L'analisi di riferimento per la struttura in oggetto è quella *prevista dal metodo delle tensioni ammissibili*

## 9. Criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica: - stati limite ultimi, in termini di resistenza, di duttilità e di capacità di deformazione , - stati limite di esercizio, in termini di resistenza e di contenimento del danno agli elementi non strutturali

### di verifica degli elementi strutturali

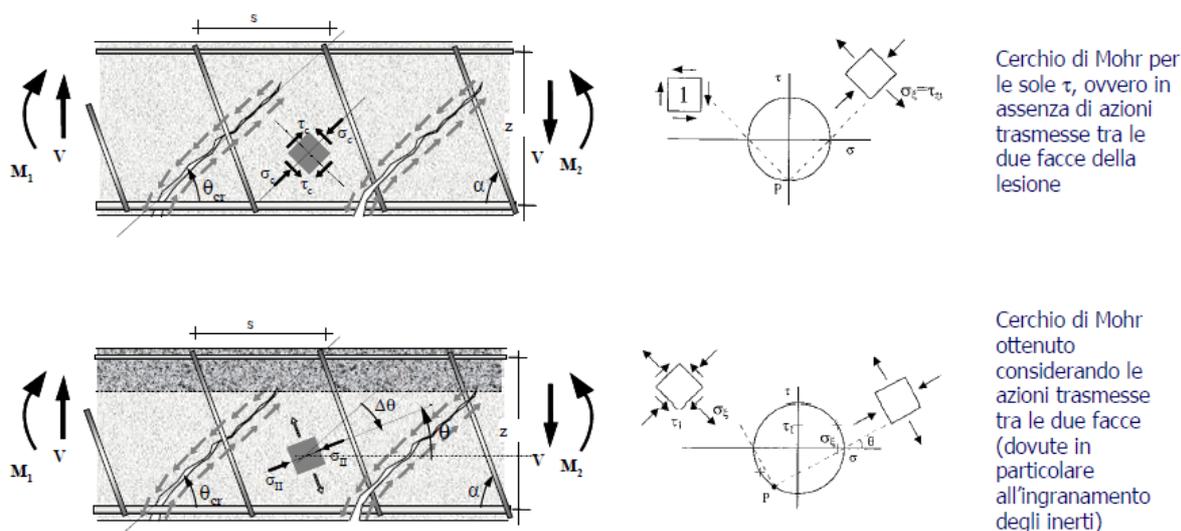
#### Verifiche alle tensioni ammissibili

Come prescritto al Paragrafo 7.8.9.1 del D.M. 14/01/08, per la verifica

#### Verifiche a taglio delle travi e dei pilastri in c.a.

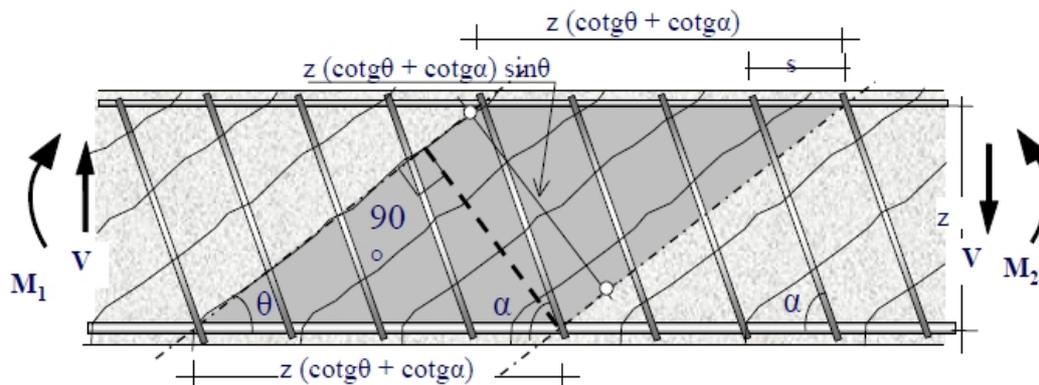
Per la valutazione della resistenza a taglio di un elemento in c.a., la Normativa assume il modello non lineare a “traliccio isostatico generalizzato” a inclinazione variabile. Infatti, dalle prove a rottura per taglio condotte su travi si osserva che l’inclinazione delle isostatiche di compressione rispetto all’asse della trave evolve verso una direzione inclinata di  $\theta$  minore di quello iniziale ( $\theta < \theta_{cr}$ ) dopo lo snervamento dell’armatura a taglio, a causa degli scorrimenti lungo le lesioni taglio.

Si notifica che  $\theta_{cr}$  rappresenta l’inclinazione della fessurazione primaria rispetto all’asse longitudinale della trave.



3. *Meccanismo resistente a taglio a traliccio a inclinazione variabile. All'incremento dello sforzo di taglio, in seguito allo snervamento delle armature, l'inclinazione  $\theta$  delle isostatiche di compressione si riduce a causa all'ingranamento degli inerti tra le fessure.*

Lo schema di calcolo (Fig. 10) si basa sulle ipotesi che intervengano a resistere a taglio il corrente superiore compresso di calcestruzzo, le armature longitudinali e quelle trasversali inclinate, il conglomerato fessurato di parete soggetto a campi di compressione inclinati di  $\theta$  generico (da cui traliccio generalizzato) e che ai nodi ci siano le cerniere (da cui traliccio isostatico).



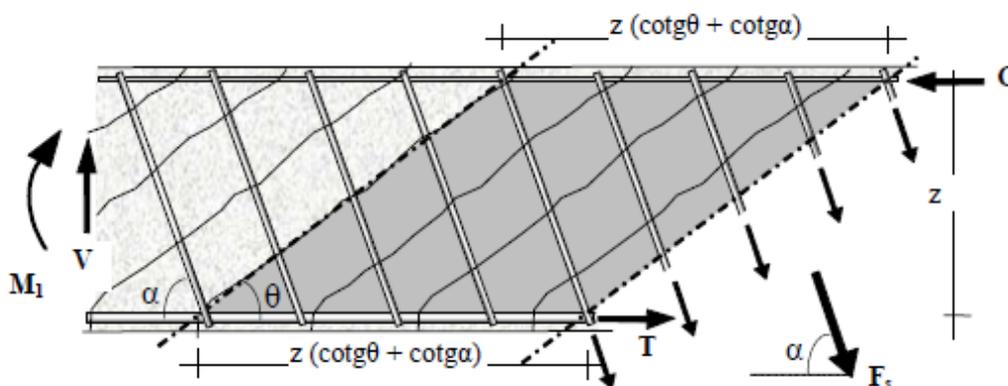
4. Schema di calcolo del traliccio isostatico generalizzato a inclinazione variabile.

Come indicato al Paragrafo 4.1.2.1.3.2 del D.M. 14/01/08, affinché la verifica a taglio sia soddisfatta occorre che sia  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ , con  $V_{Ed}$  il massimo sforzo di taglio agente derivante dalle combinazioni statiche e  $V_{Rd}$  il minore tra il taglio resistente lato acciaio  $V_{Rsd}$  e il taglio resistente lato calcestruzzo  $V_{Rcd}$ .

La resistenza di calcolo a “taglio trazione” lato acciaio (Fig. 3.43) si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \text{sen}\alpha$$

dove  $d$  è l'altezza utile della sezione,  $A_{sw}$  è l'area di armatura trasversale, considerando sia i ferri piegati che le staffe,  $s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,  $f_{yd}$  è la resistenza di snervamento di progetto dell'acciaio,  $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, e  $\theta$  è l'inclinazione variabile del puntone di parete di calcestruzzo rispetto l'asse della trave che deve rispettare i limiti:  $1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$ .



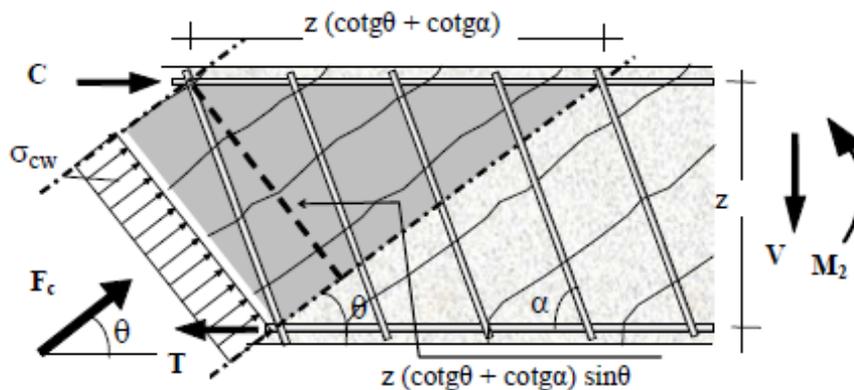
5. Meccanismo resistente a taglio lato acciaio

La resistenza di calcolo a “taglio compressione”, con riferimento al calcestruzzo d'anima, si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Dove  $b_w$  è la lunghezza minima della base della sezione trasversale,  $f'_{cd}$  è la resistenza del calcestruzzo d'anima ridotta della metà,  $\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo funzione dello sforzo di compressione pari a:

1	per membrane non compresse
$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$



6. Meccanismo resistente a taglio lato calcestruzzo.

#### Verifiche sismiche degli elementi in c.a.

La Circ. n.617/09 prescrive di eseguire differenti verifiche agli elementi/meccanismi resistenti “duttili” (flessione e pressoflessione nelle travi e nei pilastri) e a quelli “fragili” (taglio nelle travi e nei pilastri). La verifica degli elementi “duttili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione. La verifica degli elementi “fragili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

#### Verifiche sismiche degli elementi “fragili” in c.a.

Per eseguire le verifiche a taglio delle travi e dei pilastri, come indicato al Paragrafo C8.7.2.5 della Circ. n. 617/09, la resistenza degli elementi in c.a. è stata valutata mediante le formule che si utilizzano nella progettazione degli edifici nuovi in cemento armato, esposte precedentemente al Paragrafo 3.8.1.2.

#### Verifiche sismiche delle pareti in calcestruzzo non armato

Per la loro elevata rigidità e resistenza, nella modellazione tridimensionale della struttura le pareti in calcestruzzo non armato sono state assunte a comportamento elastico indefinito. Di conseguenza sono state verificate in termini tensionali.

## 10. Con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione: sintesi delle massime pressioni attese, cedimenti e spostamenti assoluti/differenziali

Come detto in premessa, la struttura esistente era concepita per sopportare carichi maggiori rispetto a quanto previsto dal previsto intervento. Non vengono quindi riportate analisi su tale aspetto.



## 11. Analisi spostamenti massimi e spostamenti di piano

Per quanto attiene gli spostamenti si evidenziano i seguenti spostamenti massimi:

Assi	Combinazioni	Spostamento	Valore limite
asse X			
asse Y			
Asse Z			

## 12. Calcoli di predimensionamento

### 12.1 Predimensionamento fondazione continua

Analisi carichi

Copertura:	$g_1$	=	40 daN/mq
	$g_2$	=	100 daN/mq
	$q_s$	=	120 daN/mq
Solaio c.a.	$g_1$	=	300 daN/mq
	$g_2$	=	100 daN/mq
	$q_H$	=	50 daN/mq

			710 daN/mq
Solaio legno	$g_1$	=	60 daN/mq
	$g_2$	=	80 daN/mq
	$q_H$	=	50 daN/mq

Interasse  $4,50 \text{ m} / 2 = 2,25 \text{ m}$   
Carico a ml  $710 \text{ daN/mq} \times 2,25 \text{ m.} = 1600 \text{ daN/m}$

Muratura  $g_1 = 210 \text{ daN/mq} \times 3,75 \text{ m.} = 800 \text{ daN/m}$   
 $h \text{ muratura} = 3,75$

Determinazione carico a ml.  
 $1.600 + 800 = 2.400 \text{ daN/m}$

Pressione ammissibile sul terreno  $0,8 \text{ daN/cm}^2$

$A = 2.400 \text{ daN/m} / 100 = 24 \text{ daN/cm}$

La larghezza quindi della fondazione nel caso di muro continuo risulta pari a  $24/0,8 = 30 \text{ cm}$ .

### 12.2 Dimensionamento plinto

A inf. =  $2,25 \times 4,70 = 10,60 \text{ mq}$   
Carico Q  $10,60 \text{ mq} \times 710 = 7.600 \text{ daN}$

Aplinto =  $7.600 / 0,8 \text{ daN/cm}^2 = 9.500 \text{ cm}^2$



$$B = 100 \text{ cm}$$

### **12.3 Dimensionamento trave in legno lamellare GL28**

$$200 \times 4,5 = 900 \text{ daN/m}$$

$$L = 8,70 \text{ m}$$

$$f_{\max} = L/500 = 1,74 \text{ cm}$$

$$E = 320.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$I_{\min} = (5/384) * (9*870^4) / (320.000*1,74) = 120.575$$

$$I = b * h^3 / 12 = b = (120575 * 12 / 20)^{(1/3)} = 42 \text{ cm.}$$

Per evitare frecce da circa 3 cm con possibilità di percezione da parte delle persone si opta per trave 20 x 80

### **12.4 Dimensionamento travetti in legno lamellare GL28**

$$200 \times 0,7 = 140 \text{ daN/m}$$

$$L = 4,35 \text{ m}$$

$$f_{\max} = L/500 = 0,87 \text{ cm}$$

$$E = 320.000 \text{ daN/cm}^2$$

$$I_{\min} = (5/384) * (1,4*435^4) / (320.000*0,87) = 2.344$$

$$I = b * h^3 / 12 = b = (2.344 * 12 / 10)^{(1/3)} = 16 \text{ cm.}$$

### **12.5 Dimensionamento trave T1**

SLU

$$i = 4,00 \text{ m}$$

$$q = 450 \times 1,35 \times 4 = 2430 \text{ daN/m}$$

$$L = 7,03 \times 1,05 = 7,40$$

$$M = (2.430 \text{ daN/m} \times 7,40 \text{ m}^2) / 8 = 16.633 \text{ daNm}$$

$$R_1 = R_2 = 2000 \text{ daNm} \times 7,40 \text{ m} / 2 = 7400 \text{ daNm}$$

**Titolo:** CusanoTL

N° figure elementari  N° strati barre  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	20
2	50	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.04	4
2	14.07	36

**Sollecitazioni**  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
M<sub>xEd</sub>   kNm  
M<sub>yEd</sub>

**Materiali**

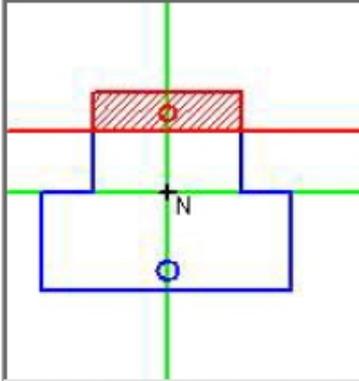
B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200,000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	14.17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> / f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9.75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.6
		τ <sub>c1</sub>	1.829

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.



**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd  cm **Dominio M-N**  
Col. modello

Precompresso

### 12.6 Calcolo azione sismica

Consideriamo un fattore di struttura pari a 1 e accelerazione pari a 0,045g

Solaio laterocemento	450 x 7,73 x 11,51	=	40.037 daN
Solaio legno	140 x 9,30 x 9,16	=	11.710 daN
Murature	480 x 3,45 x 57	=	94.392 daN
			-----
			146.000 daN

L'azione sollecitante è semplice da determinare essendo l'edificio ad un solo piano e pari a

$$146000 \times 0,045 = 6.570 \text{ daN}$$

Tale azione viene poi ripartita fra i setti murari



## 13. Codice di calcolo

### 13.1 Tipo di analisi svolta

Si è utilizzata un'analisi dinamica lineare tramite analisi dei modi con spettro di risposta per la stima degli effetti del sisma. I predimensionamenti utilizzati per la verifica dei risultati ottenuti con l'elaboratore sono stati eseguiti tramite analisi statica equivalente.

### 13.2 Origine e caratteristiche del codice di calcolo<sup>1</sup>

Titolo: SAP2000  
Autore: CSI – computer & Structures Incorporation Berkeley – California – USA  
1995 University Avenue  
Berkeley, CA - 94704  
Distributore: Brunetta & Brunetta Engineering (per l'Italia)  
Versione: 17.01  
Estremi licenza: sn S17404  
Tipo di assistenza: sottoscrizione di servizio di assistenza e aggiornamento continuativo

### 13.3 Affidabilità dei codici utilizzati<sup>2</sup>

#### 13.3.1 Esistenza di documentazione

Si segnala che SAP2000 è un riferimento costante nell'ambito dei programmi di calcolo strutturale a livello internazionale e la vastità dei test eseguiti sullo stesso confermano le comprovate qualità del software. La possibilità di controllare in modo raffinato il modello consente al progettista di essere cosciente di tutte le opzioni che il codice di calcolo utilizza per le elaborazioni numeriche.

Il postprocessore è stato individuato fra una serie di possibilità, in quanto risulta correttamente impostato e consente costanti controlli sulla correttezza delle verifiche.

#### 13.3.2 Esistenza di controlli e riscontri

La documentazione comprovante i software può essere scaricata dai siti dei fornitori.

#### 13.3.3 Autodiagnostica

Il software consente un controllo in fase di analisi in cui si evidenziano problematiche legate a fenomeni di ipostaticità ovvero di traslazione della struttura come corpo rigido.

#### 13.3.4 Scelta dei codici<sup>3</sup>

Il programma utilizzato rappresenta un punto di riferimento nell'analisi di ogni genere di struttura. I codici adottati sono riportati su diversi libri di testo e comunque coerenti con le necessità di analisi illustrate in precedenza.

<sup>1</sup> Capitolo 4.1. della norma C.N.R. 10024/86

<sup>2</sup> Capitolo 4.2. della norma C.N.R. 10024/86

<sup>3</sup> Capitolo 4.3 della norma C.N.R. 10024/86



### **13.4 Modalità di presentazione dei risultati**

Il software consente di presentare riscontri grafici sia indeformati che con deformate conseguenti alle varie combinazioni di carico. Schemi afferenti agli stati tensionali negli elementi e verifiche strutturali con le varie normative (ovviamente nel caso in esame si sono utilizzate a riferimento gli Eurocodici) possono essere facilmente rappresentati nella relazione. Si è cercato di evidenziare anche il sistema di riferimento interno agli elementi strutturali più sollecitati al fine di semplificare il controllo da parte del collaudatore.

Al fine di rendere il processo progettuale comprensibile agli organismi di controllo ed al collaudatore la presente relazione illustra il processo logico progettuale, i principali schemi delle deformazioni e degli stati di sollecitazione, le principali verifiche; nel fascicolo dei calcoli si riportano invece tabelle riassuntive di tutti i calcoli e le verifiche svolte.

### **13.5 Informazioni generali sull'elaborazione<sup>4</sup>**

L'elaborazione si è eseguita con il computer:

- 1 Modello: Samsung P580
- 2 CPU: Intel Core i5
- 3 HDD: 450 GB
- 4 Memory: 4 GB/Go DDRM SDRAM
- 5 O.S.: Microsoft Windows 7

L'elaboratore è dotato dei requisiti minimi richiesti dal programma

### **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati<sup>5</sup>**

#### *Controllo sulle reazioni vincolari*

Considerando le combinazioni di carico utilizzate, si è calcolato il peso totale della struttura, raffrontandolo con il valore previsto dalla somma delle reazioni vincolari ottenute dal programma.

Per ogni caso viene riportata la tabella con il calcolo dei pesi delle strutture e la somma dei carichi previsti per la combinazione in analisi. In tal modo risulta semplice il raffronto fra ipotesi e calcolo.

**IL PROGETTISTA**

Ing. Marco Cagelli

<sup>4</sup> Capitolo 5.3 della norma C.N.R. 10024/86

<sup>5</sup> Capitolo 7 della norma C.N.R. 10024/86



# Comune di Cusano Milanino

Provincia di Milano

**Realizzazione di edificio di connessione e ad uso mensa/aula  
magna - plesso scolastico "Aldo Moro"**

## RELAZIONE STRUTTURALE

Codici di Calcolo

Committente:

Comune di Cusano Milanino

Progettisti:



**AR. IN. Studio**

PROGETTAZIONE E SERVIZI  
PER L'ARCHITETTURA E L'INGEGNERIA  
Via P. Tatti n.5, 20029 – Turbigo (MI)  
Tel. 0331871699 – Fax 0331890689  
[www.arinstudio.it](http://www.arinstudio.it)

Commessa	Opera	Data
19-17	Realizzazione di edificio di connessione e ad uso mensa/aula magna - plesso scolastico "Aldo Moro"	01/12/17

N. Variante	Data	Redatto da	Controllato da
0		M.C.	M. C.



## INDICE

1 Tipo di analisi svolta.....	3
2 Origine e caratteristiche del codice di calcolo.....	3
2.1 SOFTWARE DI ANALISI.....	3
2.2 POSTPROCESSORE.....	3
3 Affidabilità dei codici utilizzati.....	3
3.1 ESISTENZA DI DOCUMENTAZIONE.....	3
3.2 ESISTENZA DI CONTROLLI E RISCONTRI.....	3
3.3 AUTODIAGNOSTICA.....	3
3.4 SCELTA DEI CODICI.....	3
4 Modalità di presentazione dei risultati.....	4
5 Informazioni generali sull'elaborazione.....	4
5.1 ELABORATORE.....	4
6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	4
6.1 CONTROLLO SULLE REAZIONI VINCOLARI.....	4



## **1 TIPO DI ANALISI SVOLTA**

Si è utilizzata un'analisi dinamica lineare tramite analisi dei modi con spettro di risposta per la stima degli effetti del sisma. I predimensionamenti utilizzati per la verifica dei risultati ottenuti con l'elaboratore sono stati eseguiti tramite analisi statica equivalente.

## **2 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO<sup>1</sup>**

### **2.1 Software di analisi**

Titolo: SAP2000  
Autore: CSI – computer & Structures Incorporation Berkeley – California – USA  
1995 University Avenue  
Berkeley, CA - 94704  
Distributore: Brunetta & Brunetta Engineering (per l'Italia)  
Versione: 17.01  
Estremi licenza: sn S17404  
Tipo di assistenza: sottoscrizione di servizio di assistenza e aggiornamento continuativo

## **3 AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI<sup>2</sup>**

### **3.1 Esistenza di documentazione**

Si segnala che SAP2000 è un riferimento costante nell'ambito dei programmi di calcolo strutturale a livello internazionale e la vastità dei test eseguiti sullo stesso confermano le comprovate qualità del software. La possibilità di controllare in modo raffinato il modello consente al progettista di essere cosciente di tutte le opzioni che il codice di calcolo utilizza per le elaborazioni numeriche. Il postprocessore è stato individuato fra una serie di possibilità, in quanto risulta correttamente impostato e consente costanti controlli sulla correttezza delle verifiche.

### **3.2 Esistenza di controlli e riscontri**

La documentazione comprovante i software può essere scaricata dai siti dei fornitori.

### **3.3 Autodiagnostica**

Il software consente un controllo in fase di analisi in cui si evidenziano problematiche legate a fenomeni di ipostaticità ovvero di traslazione della struttura come corpo rigido.

### **3.4 Scelta dei codici<sup>3</sup>**

Il programma utilizzato rappresenta un punto di riferimento nell'analisi di ogni genere di struttura. I codici adottati sono riportati su diversi libri di testo e comunque coerenti con le necessità di analisi illustrate in precedenza.

<sup>1</sup> Capitolo 4.1. della norma C.N.R. 10024/86

<sup>2</sup> Capitolo 4.2. della norma C.N.R. 10024/86

<sup>3</sup> Capitolo 4.3 della norma C.N.R. 10024/86



## **4 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI**

Il software consente di presentare riscontri grafici sia indeformati che con deformate conseguenti alle varie combinazioni di carico. Schemi afferenti agli stati tensionali negli elementi e verifiche strutturali con le varie normative (ovviamente nel caso in esame si sono utilizzate a riferimento gli Eurocodici) possono essere facilmente rappresentati nella relazione. Si è cercato di evidenziare anche il sistema di riferimento interno agli elementi strutturali più sollecitati al fine di semplificare il controllo da parte del collaudatore.

Al fine di rendere il processo progettuale comprensibile agli organismi di controllo ed al collaudatore la presente relazione illustra il processo logico progettuale, i principali schemi delle deformazioni e degli stati di sollecitazione, le principali verifiche; nel fascicolo dei calcoli si riportano invece tabelle riassuntive di tutti i calcoli e le verifiche svolte.

## **5 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE<sup>4</sup>**

### **5.1 Elaboratore**

L'elaborazione si è eseguita con il computer:

- Modello: Samsung P580
- CPU: Intel Core i5
- HDD: 450 GB
- Memory: 4 GB/Go DDRM SDRAM
- O.S.: Microsoft Windows 7

L'elaboratore è dotato dei requisiti minimi richiesti dal programma

## **6 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI<sup>5</sup>**

### **6.1 Controllo sulle reazioni vincolari**

Considerando le combinazioni di carico utilizzate, si è calcolato il peso totale della struttura, raffrontandolo con il valore previsto dalla somma delle reazioni vincolari ottenute dal programma.

Per ogni caso viene riportata la tabella con il calcolo dei pesi delle strutture e la somma dei carichi previsti per la combinazione in analisi. In tal modo risulta semplice il raffronto fra ipotesi e calcolo.

Il progettista

Ing. Marco Cagelli

<sup>4</sup> Capitolo 5.3 della norma C.N.R. 10024/86

<sup>5</sup> Capitolo 7 della norma C.N.R. 10024/86