



RIQUALIFICAZIONE ARCHITETTONICA, ENERGETICA E FUNZIONALE DEL RIFUGIO "*DETTO DALMASTRO*"



P R O G E T T O E S E C U T I V O

Allegato D - Calcoli esecutivi delle strutture
D1 - Relazione tecnica e di calcolo

Il Responsabile del Procedimento:

Il Sindaco: Sig. Livio ACCHIARDI

Progettista e Direttore Tecnico:
Arch. Alberto BOCCACCI

Collaborazione:
Arch. Marina DANZI

tautemi
associati s.r.l.

SOCIETÀ DI INGEGNERIA
Via Moiola 7 - 12100 Cuneo (CN) - Italia
Tel. +39.0171.492599 - Fax +39.0171.491295 - Mail: tautemi@tautemi.it

Società iscritta al Registro delle Imprese presso la C.C.I.A.A. di Cuneo
n°0318288042 (REA n° 269758) - Partita Iva 0318288042

Giugno 2018

INTRODUZIONE

Il progetto in oggetto riguarda interventi da realizzare in prossimità di struttura esistente sita in Località Santa Margherita a Dronero.

Gli interventi consistono nella predisposizione di vano monta persone e terrazzo a piano primo con strutture completamente in acciaio.

Essendo l'intervento strutturalmente indipendente dal fabbricato esistente, viene considerato come nuova costruzione, ai sensi del DM 14.01.08.

1.2. RIFERIMENTI NORMATIVI

L'analisi della struttura in oggetto è stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e leggi vigenti:

- ***Legge n°1086 del 5 Novembre 1971*** – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica.
- ***D.M 14 Gennaio 2008*** – Norme tecniche per le costruzioni
- ***Circolare ministeriale 2 febbraio 2009 n° 617*** – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008

La struttura in oggetto è calcolata in base alle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 e alla circolare applicativa n° 617 del 02/02/2009.

La struttura ricade in zona sismica 3

1.3. ANALISI DEI CARICHI

Le combinazioni dei carichi sono conformi con quanto prescritto nell'Eurocodice 1 (UNI EN 1990/2004) e nelle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008

Generalità sul metodo dei coefficienti parziali

Quando si impiega il metodo dei coefficienti parziali, si deve verificare che, in tutte le situazioni di progetto significative, non venga superato nessuno stato limite significativo quando si impiegano nei modelli di progetto valori di progetto delle azioni o degli effetti delle azioni e delle resistenze.

Per le situazioni di progetto selezionate e per gli stati limite significativi, le singole azioni per i casi di carico critici dovrebbero essere combinati come indicato in dettaglio in seguito. Tuttavia, le azioni che non possono verificarsi simultaneamente, per esempio per ragioni fisiche, non dovrebbero essere considerate combinate tra loro.

1.3.1 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- COMBINAZIONE FONDAMENTALE (impiegata per gli SLU)

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \text{ con } \begin{cases} j \geq 1 \\ i > 1 \end{cases}$$

- COMBINAZIONE CARATTERISTICA (Rara) (impiegata per gli SLE Irreversibili)

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \text{ con } \begin{cases} j \geq 1 \\ i > 1 \end{cases}$$

- COMBINAZIONE CARATTERISTICA (frequente) (impiegata per gli SLE reversibili)

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \text{ con } \begin{cases} j \geq 1 \\ i > 1 \end{cases}$$

- COMBINAZIONE CARATTERISTICA (quasi permanente) (impiegata per gli effetti a lungo termine)

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \text{ con } \begin{cases} j \geq 1 \\ i > 1 \end{cases}$$

- COMBINAZIONE SISMICA

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + E + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \text{ con } \begin{cases} j \geq 1 \\ i > 1 \end{cases}$$

I coefficienti per le combinazioni di cui sopra sono riportati nel seguito:

Azione		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
		γ_f			
CARICHI PERMANENTI	FAVOREVOLI	γ_{g1}	0.9	1.0	1.0
	NON FAVOREVOLI		1.1	1.3	1.0
CARICHI PERMANENTI NON	FAVOREVOLI	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0

STRUTTURALI

NON
FAVOREVOLI

1.5

1.5

1.3

FAVOREVOLI

0.0

0.0

0.0

CARICHI
VARIABILI

γ_{Qi}

NON
FAVOREVOLI

1.5

1.5

1.3

Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
SOVRACCARICHI NEGLI EDIFICI			
Categoria A: abitazioni, aree residenziali	0.7	0.5	0.3
Categoria B: uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C: aree congressuali	0.7	0.7	0.6
Categoria D: aree commerciali	0.7	0.7	0.6
Categoria E: magazzini	1.0	0.9	0.8
Categoria F: aree aperte al traffico veicoli < 30 [kN]	0.7	0.7	0.6
	0.7	0.5	0.3
Categoria G: aree aperte al traffico veicoli < 160 [kN]	0.0	0.0	0.0
Categoria H: coperture			
CARICHI DOVUTI ALLA NEVE			
Finlandia, Islanda, Norvegia, Svezia	0.7	0.5	0.2
Rimanti stati posti ad altitudine $H > 1000$ [m.s.l.m.]	0.7	0.5	0.2
	0.5	0.2	0.0
Rimanti stati posti ad altitudine $H < 1000$ [m.s.l.m.]			
CARICHI DOVUTI AL VENTO			
	0.6	0.2	0.0
TEMPERATURE NEGLI EDIFICI			
	0.6	0.5	0.0

Analisi dei carichi

Pesi propri:

Peso proprio elementi in acciaio

$$= 78.5 \text{ kN/m}^3$$

Carichi permanenti:

Permanente rivestimento in legno

$$= 0.20 \text{ kN/m}^2$$

Carichi variabili:

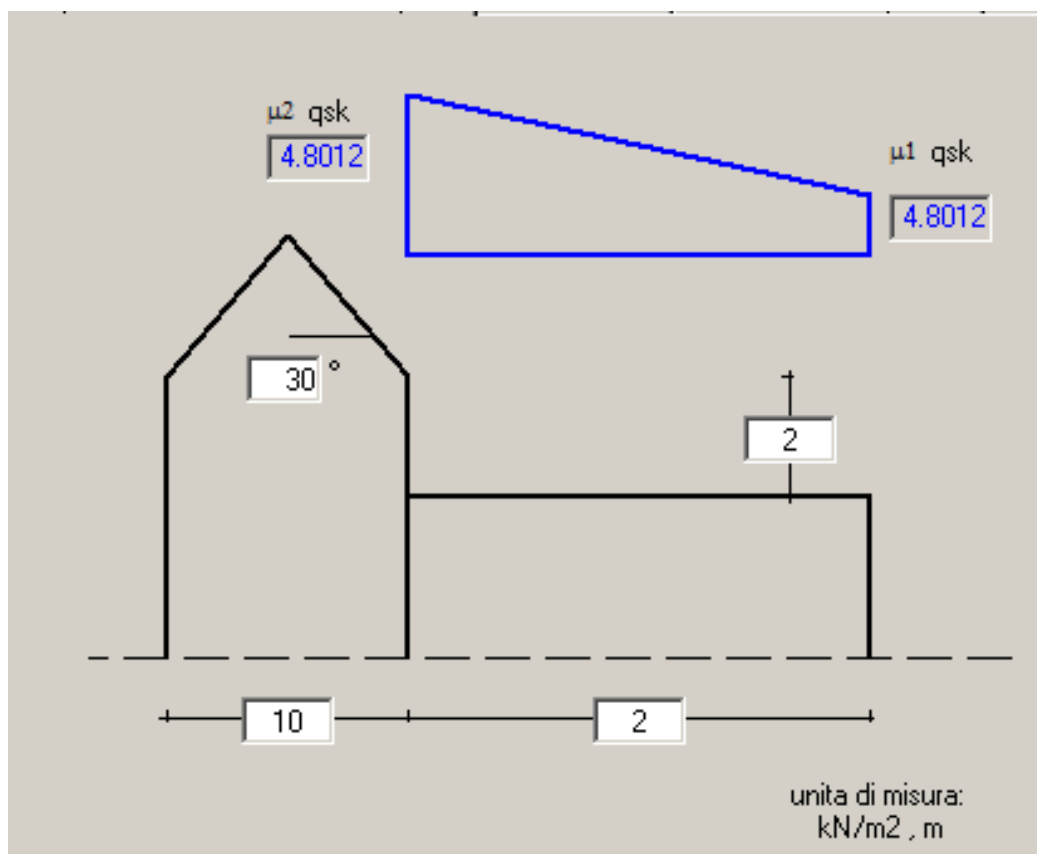
Vento (considerato al 50%)

$$= 0.40 \text{ kN/m}^2$$

Variabile scale e balconi

$$= 4.00 \text{ kN/m}^2$$

Carichi dovuti agli accumuli di neve:



CARICO NEVE

Unita` di misura : cm ; Kgf/cmq ; Kgf/cm

Zona 0

Altitudine [m]: 1326

Periodo di Ritorno [anni]: 50

q_{sk} (carico neve al suolo) = 6.0015

DISCONTINUITA' DI QUOTA DELLE COPERTURE

alfa (inclinazione della falda [°]) = 30

h (dislivello tra le due coperture) = 2.

b1 (larghezza copertura a quota superiore) = 10.

b2 (larghezza copertura a quota inferiore) = 2.

	μ	q_s
μ_1	.8	4.8012
μ_2	.8	4.8012

ls (lunghezza di accumulo) = 2.

1.4. DESCRIZIONE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati nella progettazione dell'opera di cui in oggetto.

1.4.1 Descrizione generale dei simboli

1.4.1.1 Unità di misura del sistema internazionale

Forze e carichi:	daN, daN/cm, daN/cm ²
Massa volumica o densità di massa:	daN/m ³
Peso specifico:	daN/m ³
Tensioni, resistenze e pressioni:	daN/cm ²
Momenti di una forza:	daNcm

1.4.2 Acciaio da carpenteria

Acciaio profili - [NTC08 11.3.4.1] - Tipo S 235 H (Fe 360)

f_{yk}	2350	γ_M	1.05	γ_{M-T}	1.25
f_{yd} $s < 40$	2238.1	$f_{yd,t}$ $s < 40$	1880		
f_{yd} $40 < s < 80$	2047.6	$f_{yd,t}$ $40 < s < 80$	1720		
σ_{amm}	1600	$\sigma_{amm II}$	1800		

1.4.3 Opere in calcestruzzo armato

Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$
Resistenza di calcolo:	$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Valore medio della resistenza a trazione:	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$
Fratte inferiore (5%) della resistenza a trazione:	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$
Fratte superiore (95%) della resistenza a trazione:	$f_{ctk,0.95} = 1.3 \cdot f_{ctm}$
Resistenza unitaria a taglio di calcolo:	$\tau_{Rd} = \frac{0.25 \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$
Modulo di elasticità secante per $\sigma_c = 0.4 \cdot f_{cd}$:	$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3}$
Deformazione limite a rottura:	$\epsilon_{cu} = 0.0035$
Deformazione a compressione del c.l.s per $\sigma_c = f_{cd}$:	$\epsilon_{c1} = 0.0020$
Resistenza caratteristica a trazione delle armature:	f_{yk}
Resistenza di calcolo a trazione delle armature:	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$

Deformazione convenzionale a rottura:

$$\varepsilon_{sd} = 0.01$$

Deformazione limite elastica:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Modulo di elasticità in [daN/cm²]:

$$E_s = 2000000$$

Resistenza di calcolo di aderenza (zona compressa):

$$f_{bd} = \frac{(2.25 \cdot f_{ctk,0.05})}{\gamma_c}$$

Resistenza di calcolo di aderenza (zona tesa):

$$f_{bd,t} = 0.7 \cdot f_{bd}$$

Lunghezza di ancoraggio in zona compressa:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Lunghezza di ancoraggio in zona tesa:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd,t}}$$

1.4.4 Acciaio B450C

Resistenza caratteristica a trazione delle armature:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa} = 4500 \text{ daN / cmq}$$

Resistenza di calcolo a trazione delle armature:

$$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa} = 3913 \text{ daN / cmq}$$

Deformazione convenzionale a rottura:

$$\varepsilon_{sd} = 0.01$$

Deformazione limite elastica:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Modulo di elasticità in $[\text{kN/mm}^2]$:

$$E_s = 200 \text{ KN / mmq} = 2000000 \text{ daN / cmq}$$

1.4.5 Calcestruzzo: classe 25/30

Resistenza caratteristica cubica a compressione:

$$R_{ck} = 300 \text{ kg/cmq}$$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:

$$f_{ck} = 249 \text{ kg/cmq}$$

Resistenza di calcolo:

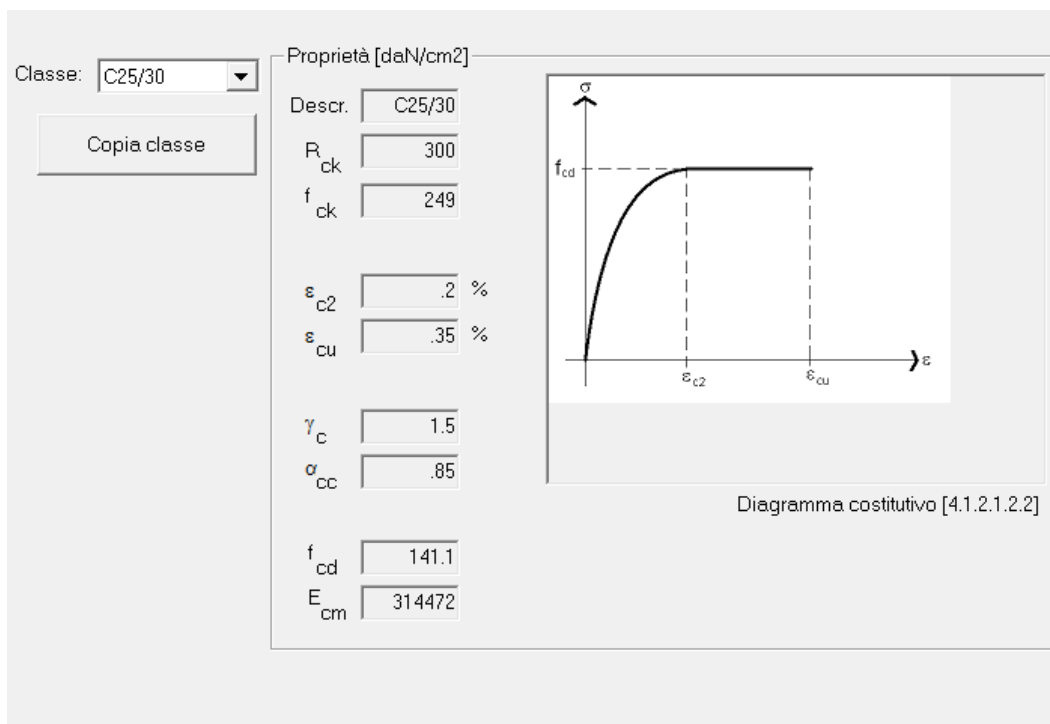
$$f_{cd} = 141.1 \text{ kg/cmq}$$

Coefficiente di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Modulo di elasticità secante per $\sigma_c = 0.4 \cdot f_{cd}$:

$$E_{cm} = 314472 \text{ kg/cmq}$$



1.5. ANALISI DEL TELAIO

1.5.1 Criteri di analisi della sicurezza

Con riferimento alle normative precedentemente citate, le strutture in oggetto sono verificate per quanto riguarda:

- verifica di resistenza;
- verifica agli spostamenti;

1.5.2 Schematizzazione della struttura e dei vincoli

La struttura è stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. E' quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale.

Lo schema statico adottato per l'analisi del telaio è quello di ritti incastrati alla base e le traversi incastrate alle estremità.

Viene di seguito riportata un'immagine tridimensionale del modello di calcolo indicando i vincoli adottati e descritti qui sopra.

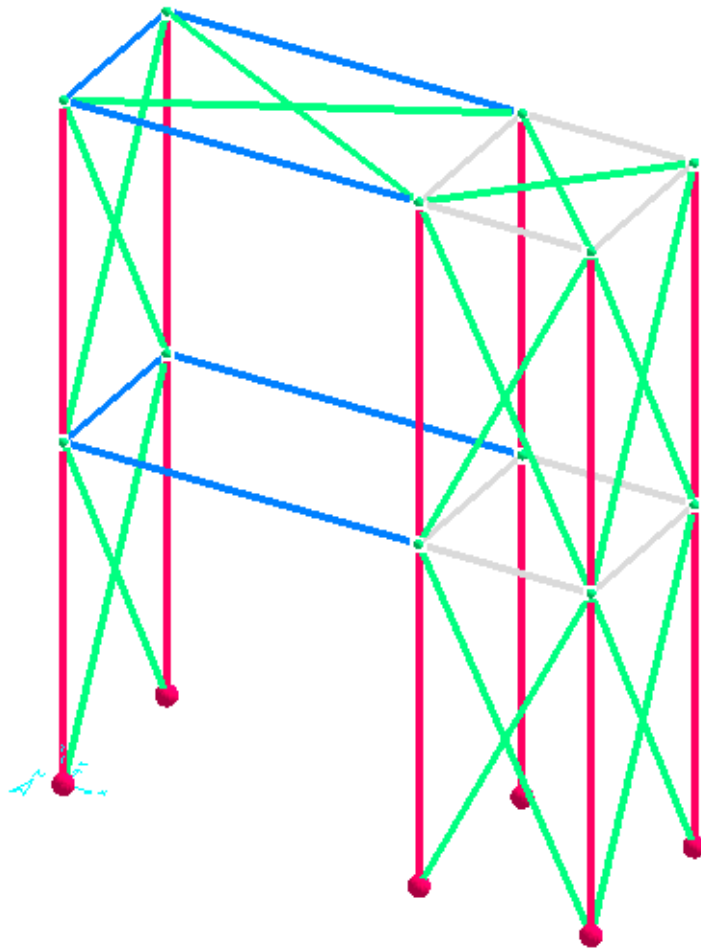


Fig.1.1 – Schema statico

1.5.3 Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

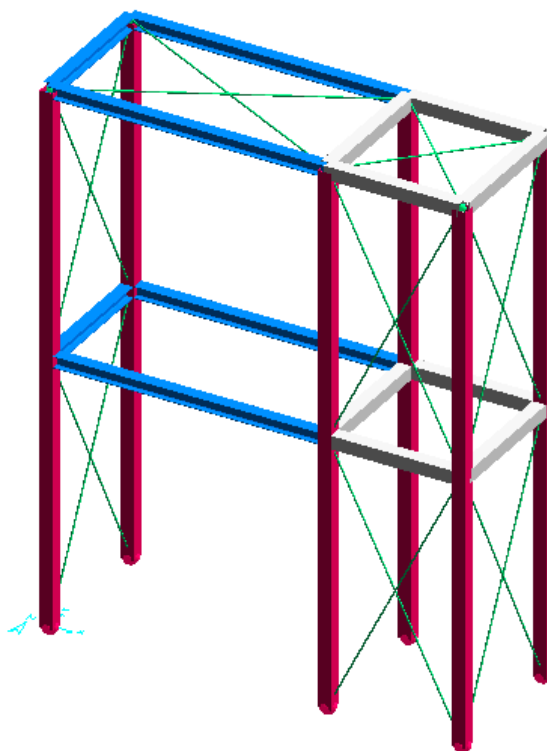


Fig.1.2 – Modello 3D

1.5.4 Schematizzazione delle azioni

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali;
- carichi permanenti portati dalla struttura;
- carichi accidentali portati dalla struttura;
- azione sismica;

Nel modello sono state considerate tutte le effettive eccentricità dei vari elementi strutturali.

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nei calcoli sono specificate nella stampa dei dati di input.

Le azioni sono state modellate tramite opportuni carichi concentrati e distribuiti su nodi ed aste.

1.5.5 Tipo di analisi

Le analisi strutturali condotte sono statiche e dinamiche in regime lineare. Il metodo di calcolo è ad elementi finiti. Le verifiche degli elementi in acciaio vengono eseguite considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

1.5.6 Individuazione del codice di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e per le verifiche degli elementi in acciaio si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

DOLMEN WIN (R), versione 13 del 2013 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 10/F.

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

1.5.7 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

1.5.8 Motivazione della scelta del codice

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

Il modello, realizzato con il programma di calcolo Dolmenwin rel.13 della CDM di Torino, tiene conto delle reali dimensioni e rigidezze degli elementi strutturali nonché gli effettivi vincoli e carichi agenti.

Nel calcolo sono stati introdotti i seguenti carichi: pesi propri, carichi permanenti, vento lungo l'asse x, sisma x e sisma y.

1.6. ANALISI SISMICA

1.6.1 IDENTIFICAZIONE DELLO SPETTRO DI RIFERIMENTO

1.6.1.1 Definizione della vita nominale dell'edificio

Con riferimento ai tipi di costruzione indicati nel prospetto 2.4.1 – NTC, l'edificio in oggetto di analisi è definibile come opera ordinaria, pertanto si assume

$$V_n \geq 50 \text{ anni}$$

1.6.1.2 Identificazione della classe d'uso dell'edificio

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, in presenza di azioni sismiche le NTC suddividono gli edifici in 4 classi d'uso nel seguito brevemente definite:

Classe I: Costruzioni con presenza 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;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione e protezione civile in caso di calamità.

In accordo a tali definizioni, l'edificio in analisi può essere definito come appartenente alla **classe d'uso II**.

1.6.1.3 Calcolo del periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento vale:

$$V_R = V_n \cdot C_U$$

Dove C_u è il coefficiente d'uso definito nel prospetto 2.4.II. Per edifici in classe d'uso II si ha $C_u=1$, pertanto

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

1.6.1.4 Calcolo del periodo di ritorno per l'azione sismica.

Il progetto sismico della struttura viene eseguito con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). A questo stato limite il prospetto 3.2.I – NTC associa una probabilità di superamento (P_{VR}) Pari rispettivamente al 10% (indipendentemente dalla classe d'uso).

Tali valori di probabilità vengono utilizzati per il calcolo del periodo di ritorno dell'azione sismica secondo la formula:

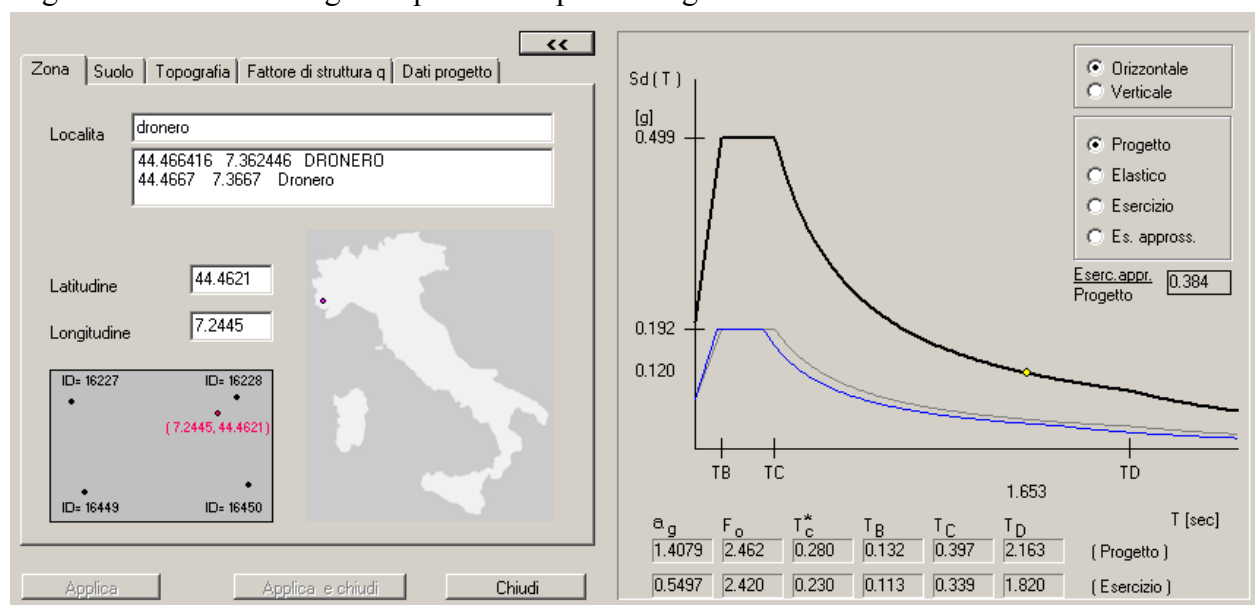
$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Utilizzando questa formula essendo il denominatore costante, il periodo di ritorno è funzione di C_u per un dato V_R per cui si ottengono i seguenti valori di T_r

$$\text{SLV: } T_R = 9.5 \cdot V_R = 9.5 \cdot 50 = 475 \text{ anni}$$

1.6.1.5 Ubicazione dell'edificio

L'edificio è sito nel comune di Dronero, loc. S.Margherita (CN). Note la latitudine e la longitudine del sito dall'allegato alle NTC si ottengono i parametri spettrali seguenti



Dove: a_g = accelerazione massima del sito
 F_0 = valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
 T_{C*} = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

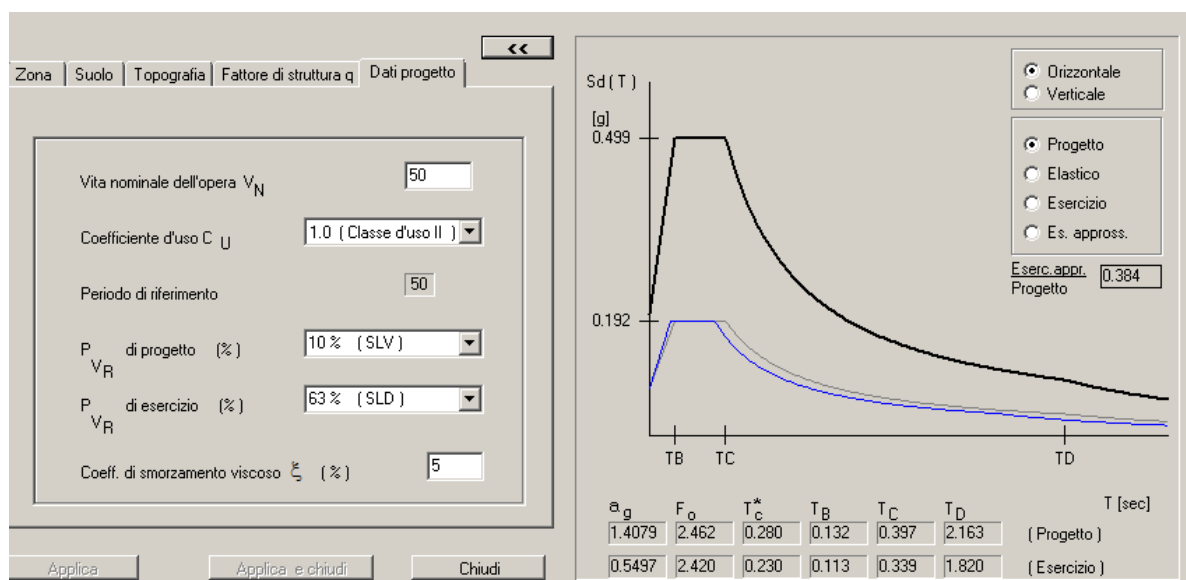
1.6.1.6 Identificazione del tipo di terreno

In base alla classificazione del suolo di Normativa la tipologia di terreno adottata risulta essere di **tipo B**, secondo la definizione riportata nel prospetto 3.2.2 – NTC.

Le condizioni topografiche sono di terreno pianeggiante per cui ricadente nella categoria T1 della tabella 3.2.IV - NTC.

1.6.1.7 Individuazione dello spettro elastico per azione orizzontale

Lo spettro elastico è descritto dalle espressioni riportate al punto 3.2.3.2.1 – NTC



In base a quanto sopra esposto si ricavano i seguenti valori dei parametri sismici:

$$C_c = 1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20} \quad \text{rif. Tabella 3.2.V – NTC}$$

$$S_s = 1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20 \quad \text{rif. Tabella 3.2.V – NTC}$$

$$S_i = 1.00 \quad \text{rif. Tabella 3.2.VI – NTC}$$

$h=1$ per uno smorzamento viscoso pari al 5%

1.6.1.8 Scelta della classe di duttilità

Si decide di realizzare l'edificio in CD''B'' (classe di duttilità bassa)

1.6.1.9 Calcolo del coefficiente di struttura

q=1.00

1.6.1.10 Analisi statica

E' stata effettuata un'analisi statica per la verifica antisismica, rimandando alla progettazione esecutiva la verifica di dettaglio per le azioni dinamiche.

Analisi sismica - Statica lineare - (NTC 2008)

DATI PROGETTO

Edificio sito in localita dronero (long. 7.245 lat. 44.462100)

Categoria del suolo di fondazione = B

Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.200$

Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.200$

$S = 1.440$

Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni

Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento $V_R = 50.0$

PVR : probabilita di superamento in $V_R = 10 \%$

Tempo di ritorno = 475

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 1.408 [g/10]

Fo 2.462

TC* 0.280

Fattore di struttura $q = 1.000$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.384

Coeff. λ = 1.0000

$S_d = 0.499$

Numero condizioni generanti carichi sismici : 4

Cond. 001 : Peso_proprio_____ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente_____ con coeff. 1.000

Cond. 003 : A:Var_terrazzo con coeff. 0.600

Cond. 004 : Neve_(>1000m_slm)___ con coeff. 0.200

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 007 : Sisma X

Cond. 008 : Sisma Y

Cond. 009 : Torcente add. X

Cond. 010 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

	Piani	Pesi	C. distr.	Forze di piano	Torc. di piano X	Torc. di piano Y	Baric. X	Baric.
Y	cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	
77.5	300.0	2791	0.3513	981	7649	22556	176.4	
77.7	600.0	2024	0.7026	1422	11095	32717	208.6	

1.7.COMBINAZIONE PER LE AZIONI

Nell'analisi strutturale i vari carichi sono stati raggruppati in condizioni che a sua volta sono state combinate in casi di carico; le condizioni sono le seguenti:

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008	Categoria in norme preced
001)	Peso_proprio_____	1	42	Peso proprio	Altro ...
002)	Permanente_____	1	4	Permanente	Altro ...
003)	A:Var_terrazzo	1	2	C2:Balc,Sca,Cinema,Trib	Altro ...
004)	Neve_(>1000m_slm)____	1	4	Neve (>1000m slm)	Altro ...
005)	vento_x	1	8	Vento X	Altro ...
006)	vento_y	1	6	Vento Y	Altro ...
007)	Sisma_X	1	12	Sisma X SLU (st lin)	Altro ...
008)	Sisma_Y	1	12	Sisma Y SLU (st lin)	Altro ...
009)	Torcente_add_X	1	12	Torcente addiz X SLU	Altro ...
010)	Torcente_add_Y	1	12	Torcente addiz Y SLU	Altro ...

DESCRIZIONE CASI DI CARICO:

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU	S.L.U.	somma	1 2 3 4	1.300 1.500 1.500 1.500	+ + + +		
2	SLU VENTOX	S.L.U.	somma	1 2 3 4 5	1.300 1.500 1.500 1.500 1.500	+ + + + ±		
3	SLU VENTOY	S.L.U.	somma	1 2 3 4 6	1.300 1.500 1.500 1.500 1.500	+ + + + ±		
4	SISMAX SLU	nessuna	somma	7 9	1.000 1.000	± ±		
5	SISMAY SLU	nessuna	somma	8 10	1.000 1.000	± ±		
6	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1 2 3 4	1.000 1.000 0.600 0.200	+ + + +	4 5	1.000 0.300
7	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1 2 3 4	1.000 1.000 0.600 0.200	+ + + +	5 4	1.000 0.300
8	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1 2 3 4	1.000 1.000 0.600 0.200	+ + + +	4 5	1.000 0.300
9	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1 2 3 4	1.000 1.000 0.600 0.200	+ + + +	5 4	1.000 0.300
10	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1 2 3 4	1.000 1.000 0.600 0.200	+ + + +	4 5	1.100 0.330
11	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1 2 3 4	1.000 1.000 0.600 0.200	+ + + +	5 4	1.100 0.330
12	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		

				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
13	Rara VentoX	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	±		
14	Rara VentoY	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				6	1.000	±		
15	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.700	+		
				4	0.500	+		
16	Frequente VentoX	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.700	+		
				4	0.500	+		
				5	0.200	±		
17	Frequente VentoY	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.700	+		
				4	0.500	+		
				6	0.200	±		
18	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.600	+		
				4	0.200	+		

1.8.ESAME DEI RISULTATI E CONTROLLI

1.8.1 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati.

Se la distribuzione delle masse e delle rigidezze è praticamente simmetrica rispetto a due assi ortogonali in pianta allora il baricentro di massa e il baricentro delle rigidezze possono considerarsi coincidenti e quindi, sotto azione sismica, l'edificio subirà solo spostamenti senza rotazioni.

Dal punto di vista dell'analisi dinamica modale, eseguita sull'edificio tridimensionale, si dovranno osservare deformate modali dell'edificio puramente traslatorie in direzione x, y associate ai primi modi di vibrare (spesso al primo e al secondo, al primo a al terzo, al secondo e al terzo,...) e con massa modale partecipante elevata e presente solo nella direzione considerata (es. modo 1: traslazionale in x con $M_x=88\%$, $M_y=0\%$; modo 2: traslazionale in y con $M_x=0\%$, $M_y=90\%$); il resto della massa partecipante sarà associata a modi successivi ma sempre solo traslatori (es. al 4° modo: $M_x=10\%$, $M_y=0\%$ e 6° modo: $M_x=0\%$, $M_y=8\%$).

Il periodo più alto tra i modi (primo periodo) sarà di solito associato alla deformata modale che agisce lungo la direzione più debole dell'edificio (spesso coincidente con il lato più corto).

Saranno inoltre anche presenti varie deformate modali torsionali (o rotazionali) ma tali deformate si dovranno presentare con masse modali associate praticamente nulle (es. $M_x=0\%$, $M_y=0\%$) in virtù della suddetta simmetria. Questi modi di vibrare torsionali saranno anch'essi tra i primi, ad esempio potranno presentarsi come secondo, terzo o al limite come primo; questo è anche dipendente dal sistema sismo-resistente. Si osservi che le norme includono come primo tra i requisiti da osservare per classificare un edificio come regolare in pianta proprio che la distribuzione delle masse e delle rigidezze sia simmetrica rispetto a due assi ortogonali.

1.8.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta ad confermare la validità dei risultati.

1.9. VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

Vengono di seguito riportate le verifiche agli spostamenti laterali, secondo quanto indicato ai punti 4.2.4.2.2 della Norma.

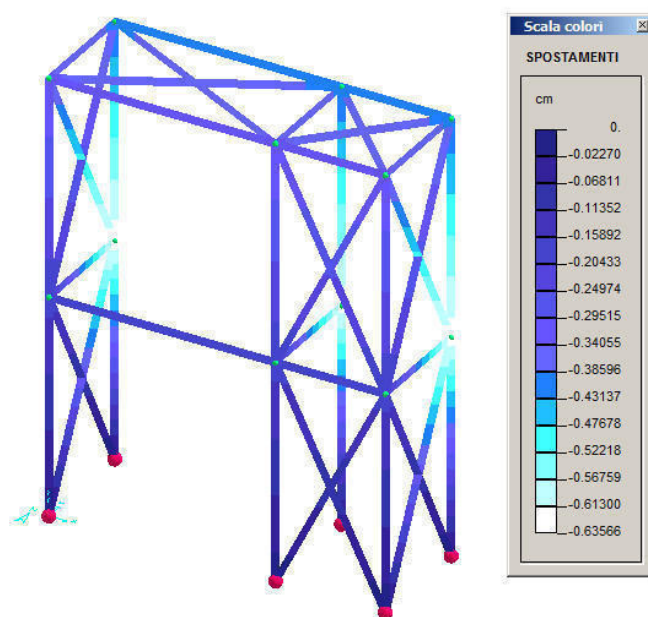


Fig.1.3 – Spostamenti asse X (SLE)

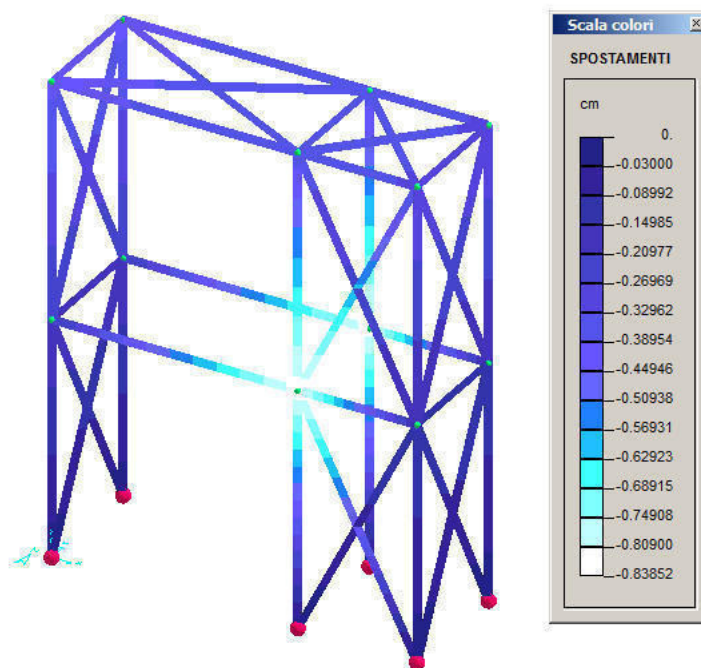


Fig.1.4 – Spostamenti asse Y (SLE)

In entrambe le direzioni gli spostamenti risultano essere inferiori ad $h/300$, pari a $600/300=2.00\text{cm}$.

1.10.VERIFICHE ELEMENTI IN ACCIAIO

Si riportano di seguito l'immagine con la numerazione delle aste, i diagrammi di momento, taglio e le verifiche di alcuni elementi in acciaio.

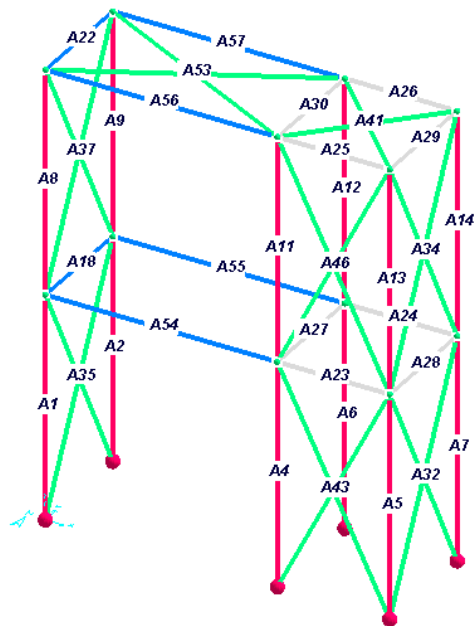


Fig.1.5 – Numerazione aste

VERIFICA ASTE IN ACCIAIO:

VERIFICA ASTE IN ACCIAIO
RIASSUNTO DELLE ASTE VERIFICATE CON L'ULTIMO CALCOLO EFFETTUATO

asta	1 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 14% della Si	limite.
asta	2 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 19% della Ss	limite.
asta	4 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 22% della Si	limite.
asta	5 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 16% della Ss	limite.
asta	6 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 22% della Si	limite.
asta	7 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 16% della Si	limite.
asta	8 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 10% della Si	limite.
asta	9 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 15% della Ss	limite.
asta	11 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 18% della Si	limite.
asta	12 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 20% della Si	limite.
asta	13 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 8% della Si	limite.
asta	14 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 15% della Si	limite.
asta	23 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 1% della Si	limite.
asta	24 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 1% della Si	limite.
asta	25 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 9% della Si	limite.
asta	26 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 9% della Si	limite.
asta	27 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 1% della Si	limite.
asta	28 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 1% della Si	limite.
asta	29 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 1% della Si	limite.
asta	30 - sez.	1 - CASSONE_S001	- 1% della Si	limite.
asta	18 - sez.	2 - P_HEA140_S002	- 1% della Si	limite.
asta	22 - sez.	2 - P_HEA140_S002	- 1% della Si	limite.
asta	54 - sez.	2 - P_HEA140_S002	- 28% della Si	limite.
asta	55 - sez.	2 - P_HEA140_S002	- 28% della Si	limite.
asta	56 - sez.	2 - P_HEA140_S002	- 32% della Si	limite.
asta	57 - sez.	2 - P_HEA140_S002	- 32% della Si	limite.