

Città di Piazza Armerina

Provincia di Enna

IV° SETTORE LAVORI PUBBLICI ED URBANISTICA

Oggetto

"Opere di urbanizzazione di recupero e rinnovamento del tessuto urbano a seguito di avvenuto crollo con realizzazione di sistema di collegamento verticale tra Piazza Alcide De Gasperi e Piazza Sottosanti".

Parte D'opera: ELABORATI GRAFICI - STATO: IN PROGETTO

Materiali:

Calcestruzzo classe	C25/30
Resistenza caratteristica cls	fck 250 kg/cmq
Classe acciaio	B450C
Acciaio da carpenteria	S 235,S 275

Committente: Comune di Piazza Armerina

Impresa:

Contenuti:

- CALCOLO DI UNA STRUTTURA IN ACCIAIO TIPO
- TETTOIA A SOSTEGNO DI PANNELLI FOTOVOLTAICI

scala

///

IL CALCOLISTA:

ING. DUMINUCO Mario _____

I PROGETTISTI:

ING. DUMINUCO Mario _____

GEOM. GIANGRANDE Giovanni _____

IL R.U.P.:

ING. DUMINUCO Mario _____

IL RESPONSABILE DELLA SICUREZZA:

GEOM. SCIMONE Vittorio _____

Tavola Allegato

1	A	B	C	D	8	A	B	C	D
2	A	B	C	D	9	A			
3	A	B	C						
4	A	B							
5	A	B	C	D					
6	A	B	C						
7	A	B	C						

Data

Revisione

Aggiornamento

Protocollo

RELAZIONE DI CALCOLO

Progetto:

**CALCOLO DI UNA STRUTTURA IN ACCIAIO TIPO TETTOIA
A SOSTEGNO DI PANNELLI FOTOVOLTAICI**

Piazza Armerina

IL TECNICO

INDICE

- 1) GENERALITA'**
- 2) NORMATIVA DI CALCOLO**
- 3) MATERIALI IMPIEGATI**
- 4) AZIONE SISMICA**
- 5) METODO DI ANALISI**
- 6) RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA**
- 7) ANALISI DEI CARICHI**
- 8) COMBINAZIONE DEI CARICHI**
- 9) VERIFICHE :**
 - VERIFICA AL RIBALTAMENTO
 - VERIFICA SNELLEZZA LIMITE
 - VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (S.L.V.)
 - VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.D.)
 - VERIFICA COLLEGAMENTI
 - VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE
 - VERIFICHE GEOTECNICHE
- 10) GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI**

1. GENERALITA'

La presente relazione illustra in dettaglio la progettazione di una struttura in acciaio tipo tettoia con copertura realizzata in pannelli fotovoltaici.

La struttura è costituita da profilati in acciaio di tipo HEA e copre una superficie di 123 mq (20.50 m x 6 m; Hmax=3.2 m) ed ha una struttura di fondazione di tipo a plinto in c.a. collegati tra loro per mezzo di cordoli in c.a..

2. NORMATIVA DI CALCOLO

Nella stesura dei calcoli ci si è attenuti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008 coordinata con la Circolare esplicativa n. 617/09.

3. MATERIALI IMPIEGATI

- CALCESTRUZZO

Si è scelto di utilizzare un C.L.S. con : (cap. 4.1.2.1)

- Classe di resistenza C 20/25

- Resistenza cubica R_{ck} 25

$$- f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{R_{ck} \cdot 0.85}{1.5} = 14.0 \text{ N/mm}^2$$

$$- E_c = 28500 \text{ N/mm}^2$$

- ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si è scelto un acciaio tipo B450C che ha le seguenti caratteristiche (cap. 4.1.2.1) :

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo è :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{ N/mm}^2$$

- ACCIAIO

Si è scelto per le costruzioni in acciaio, l'acciaio S 275 JR che ha le seguenti caratteristiche :

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

Per spessori nominali dell'elemento minori di 40 mm. La resistenza di calcolo sarà :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{275}{1.05} = 262 \text{ N/mm}^2$$

Si ricorda che il fattore parziale γ è relativo al modello di resistenza adottato ed è riportato al paragrafo 4.2.4.1 della norma. Come coefficiente γ_{rd} si considera 1.15.

- BULLONI

Verranno utilizzati bulloni ad alta resistenza Classe 8.8, le cui caratteristiche sono (come prevede la norma al cap. 11.3.4.9) :

$$f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di calcolo è ricavata utilizzando come coefficiente parziale $\gamma_{M2} = 1.25$.

- SALDATURE

Le saldature saranno eseguite tutte in officina da personale certificato secondo i requisiti previsti dal capitolo 11.3.4.5 della norma.

4. AZIONE SISMICA

Le forme spettrali che caratterizzano l'azione sismica sono funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} che ha le seguenti percentuali per gli stati limite considerati nel calcolo :

- S.L.D. = 63%
- S.L.V. = 10%

Le strutture trattate nella relazione rientrano tra le opere ordinarie (cap. 2.4.1) che hanno una classe d'uso II (cap. 2.4.2) ed hanno una vita nominale di 50 anni (V_n). Il coefficiente è pari a 1.0 dunque un periodo di riferimento V_R rispettivamente di 35 anni e 50 anni (cap. 2.4.3).

La categoria del suolo è D (cap. 3.2.2), la categoria topografica è T_1 (cap. 3.2.2) da cui si determinano i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica e cioè (cap. 3.2.3.2) :

$$S_S = 1.8$$

$$S_T = 1$$

Dalla tabella 1 allegata alla norma si ricavano i parametri da cui dipende la forma spettrale, questi a loro volta dipendono da P_{VR} e dalle coordinate geografiche del sito e sono per SLU :

$$\frac{a_o}{g} = 0.1169$$

$$F_o = 2.4104$$

$$T_c^* = 0.444$$

Longitudine = 14.8061

Latitudine = 36.7239

Per SLD:

$$\frac{a_o}{g} = 0.0332$$

$$F_o = 2.5361$$

$$T_c^* = 0.238$$

Una volta determinati i parametri sopra riportati risulta essere univocamente determinato lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale dal quale si ricaveranno gli spettri allo stato limite ultimo (S.L.V.) e allo stato limite di esercizio (S.L.D.).

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale non viene preso in considerazione in quanto questa deve essere presa in considerazione solo in presenza di elementi orizzontali con luce superiore a 20 m. (vedi cap. 7.2.1).

Lo spettro allo stato limite ultimo si ricava scalando lo spettro di risposta elastico secondo il coefficiente di struttura "q", funzione della classe di duttilità e della tipologia di strutture. Nel caso in esame si considera una tipologia strutturale non dissipativa dunque :

$$q = 1.0$$

La classe di duttilità scelta è "B".

Per gli stati limiti di esercizio lo spettro di progetto è lo spettro elastico corrispondente alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerato.

5. METODO DI ANALISI

L'analisi delle strutture sarà effettuata per mezzo dell'analisi lineare dinamica (Analisi Modale) e la combinazione degli effetti dell'azione sismica per ogni modo di vibrare verrà effettuata per mezzo di una combinazione quadratica completa (C.Q.C.).

AZIONI VARIABILI

- AZIONE DEL VENTO (cap. 3.3)

Zona Vento = 4

Categoria di Esposizione = 3

Altitudine : $a_s = 613\text{ m}$ (s.l.m.)

Classe di rugosità terreno = B

Periodo di ritorno = 50 anni

Altezza manufatto : $h = 3.00\text{ m}$

Velocità di riferimento del vento : $V_b = 28000\text{ m/s}$

Coefficiente dinamico : $C_d = 1.00$

Coefficiente di forma : $C_p = 1.41$

Coefficiente di attrito : $C_f = 0.01$

Coefficiente di topografia : $C_t = 1.00$

Coefficiente di esposizione : $C_e(Z) = 1.71$

La pressione agente su un singolo elemento è data dall'espressione :

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 1180.10\text{ Pa} = 1180.10\text{ N/mq} = 118\text{ kg/mq}$$

- AZIONE DELLA NEVE (cap. 3.4)

Provincia = ENNA

Zona = 3

Altitudine $a_s = 613\text{ m}$ (s.l.m.)

Esposizione = Normale

Periodo di ritorno = 50 anni

Il carico neve sulle coperture viene valutato con la seguente espressione :

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = 0.80 \cdot 0.80 \cdot 1 \cdot 1 = 0.48\text{ KN/mq} = 48\text{ daN/mq}$$

Dove :

μ_i = Coefficiente di forma della copertura

$C_e = 0.9$ Coefficiente di esposizione

$C_t = 1.0$ Coefficiente termico

$q_{sk} = 0.60\text{ KN/m}^2$ Carico neve al suolo

Nel caso in esame (copertura ad una falda) con

$$\alpha = 10.00^\circ$$

Il coefficiente di forma vale :

$$\mu_1(\alpha) = 0.80$$

- SOVRACCARICO TERMICO

Si è considerata un'azione della temperatura pari ad un valore $\Delta_{Tu} = \pm 25^\circ C$ (cap. 3.5.4)

- CARICHI DI ESERCIZIO

Tali carichi verranno considerati solo per la struttura in cemento armato (cap. 3.1.4).

Categoria H_1 : coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione $q_k = 0.50 \text{ KN/mq}$

NOTA : I carichi permanenti non strutturali e i pesi propri dei materiali strutturali verranno computati di volta in volta per ogni struttura trattata dalla relazione.

6. RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Le strutture oggetto della relazione di calcolo sono state verificate per mezzo di un programma di calcolo : "Iperspace" della SoftLab s.r.l. . Il solutore degli elementi finiti impiegato nell'analisi è lo "SpaceSolver". Il programma è dotato di una serie di filtri di autodiagnostica che segnalano eventuali presenze di : labilità della struttura, assenza di masse, fattori di partecipazione nodale, ecc.

- CRITERI DI ANALISI DI SICUREZZA

Le verifiche di resistenza viene effettuata seguendo quanto previsto dalla normativa tecnica vigente ed altre alle verifiche di resistenza vengono effettuate quelle di deformabilità.

- SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Il calcolo viene eseguito con la struttura spaziale in 3D tenendo conto degli elementi strutturali interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione.

- MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura viene schematizzata con un telaio spaziale ed in questo caso essendo il solaio inclinato, si considera deformabile. Per quanto concerne il materiale viene considerato un comportamento di tipo elastico lineare.

Nella modellazione le travi di bordo della pensilina che saranno realizzate attraverso l'accoppiamento di due HEA da 120, sono state modellate con una sezione IPE 220. Ciò è stato fatto perchè il software non riesce a

modellare tale tipo di profilo per cui si è utilizzato un profilo che abbia la stessa classe di sezione e proprietà simili. Infatti si ha:

IPE 220

$W_x = 37.25 \text{ cmc}$

$W_y = 251.99 \text{ cmc}$

$I_x = 204.89 \text{ cm}^4$

$I_y = 2771.84 \text{ cm}^4$

$A = 33.37 \text{ cm}^2$

Doppia HEA120

$W_x = 76.98 \text{ cmc}$

$W_y = 251.83 \text{ cmc}$

$I_x = 461.94 \text{ cm}^4$

$I_y = 2870.99 \text{ cm}^4$

$A = 50.91 \text{ cm}^2$

dunque, confrontando i valori sopra riportati, tale scelta è a vantaggio della sicurezza .

- *TIPO DI ANALISI SVOLTA*

L'analisi della struttura si è condotta attraverso un approccio di tipo dinamico lineare. L'analisi lineare permette un calcolo più agevole della struttura in quanto l'onere computazionale è ridotto. Ciò non rende meno, precisa il calcolo, ma i risultati ottenuti sono più che accettabili.

- *MODELLAZIONE DELLE AZIONI*

I carichi dei solai passano alle membrature in modo automatico, l'azione del vento deve essere applicata come carico lineare o come carico concentrato allo stesso modo quella della neve. Il peso proprio della struttura viene anch'esso calcolato in automatico dal programma.

- *ELABORAZIONE DEL CALCOLO*

L'elaboratore con il quale è stato eseguito il calcolo presenta le seguenti caratteristiche :

- Processore : Intel Corel Duo
- Capacità Memoria : 2Gb
- Unità di memoria di massa : 60G
- Sistema Operativo : Windows XPpro

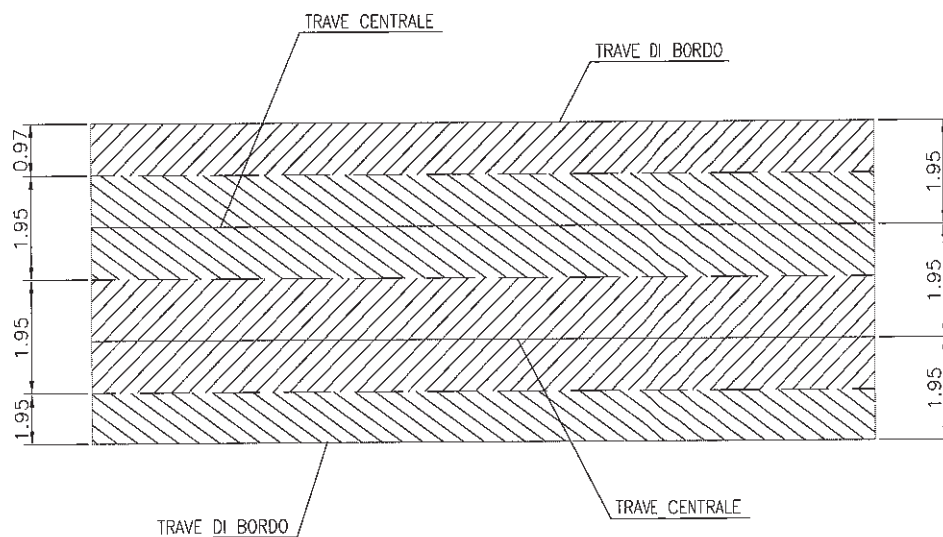
7. ANALISI DEI CARICHI

- Peso proprio (carico permanente)
- Pannelli solari 13 daN/mq (carico fisso)

- Carico da vento 118 daN/mq (azione variabile)
- Carico da neve 48 daN/mq (azione variabile)
- Carico variabile per coperture non praticabili 50 daN/mq

LINEARIZZAZIONE DEL CARICO:

Di seguito si riporta il lay-out della struttura :



TRAVI DI BORDO :

Vento	$118 \cdot 0.97 = 115 \text{ kg/m}$
Neve	$48 \cdot 0.97 = 47.0 \text{ kg/m}$
Peso pannelli	$13 \cdot 0.97 = 13 \text{ kg/m}$
Carico Variabile	$50 \cdot 0.97 = 49 \text{ kg/m}$

TRAVI CENTRALI :

Vento	$118 \cdot 1.95 = 230 \text{ kg/m}$
Neve	$48 \cdot 1.95 = 94 \text{ kg/m}$

Peso pannelli	$13 \cdot 1.95 = 26 \text{ kg/m}$
Carico Variabile	$50 \cdot 1.95 = 98 \text{ kg/m}$

8. COMBINAZIONE DEI CARICHI

Ai fini delle verifiche agli stati limite si considereranno le seguenti combinazioni (cap. 2.5.3) :

- STATO LIMITE ULTIMO :
 - Combinazione fondamentale
- STATO LIMITE DI ESERCIZIO :
 - Combinazione rara
 - Combinazione frequente
 - Combinazione quasi permanente
- COMBINAZIONE SISMICA :

I valori dei coefficienti di combinazione sono ricavati dalle tabelle 2.5.I della norma :

VENTO : $\psi_o = 0.6$; $\psi_1 = 0.2$; $\psi_2 = 0.0$

NEVE : $\psi_o = 0.5$; $\psi_1 = 0.2$; $\psi_2 = 0.0$

CARICO VARIABILE : $\psi_o = 0.0$; $\psi_1 = 0.0$; $\psi_2 = 0.0$

A vantaggio della sicurezza è stata aggiunta una combinazione sismica in cui il carico variabile non ha come coefficiente di combinazione il valore zero ma 0.3.

Per quanto concerne i coefficienti parziali per le azioni (γ_F) si considerano i seguenti (tabella 2.6.I) :

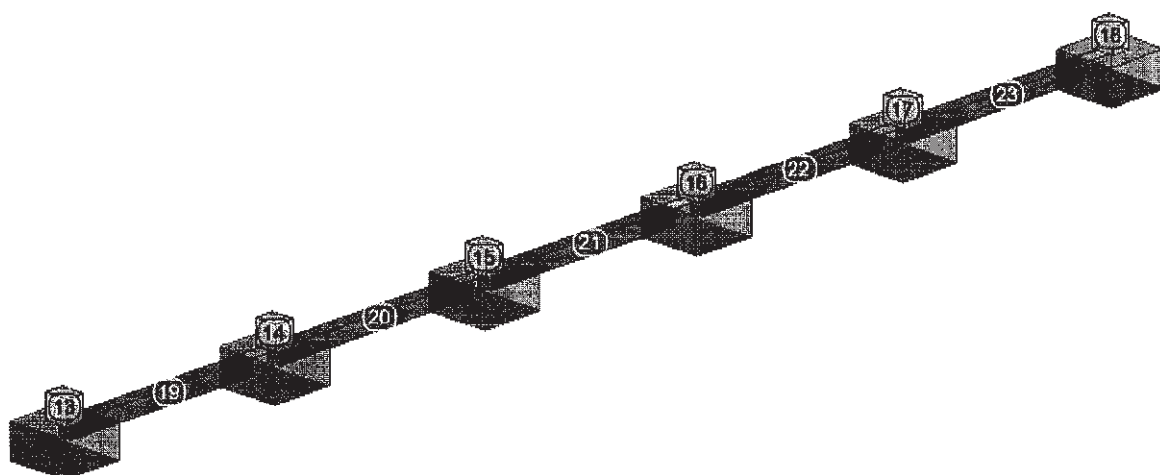
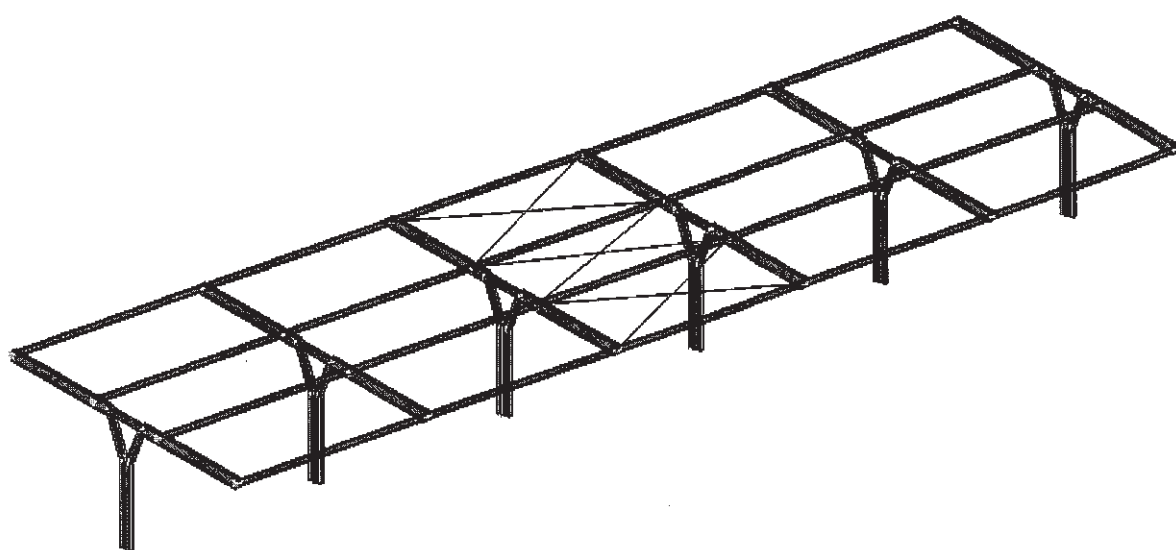
$$\gamma_{G_1} = 1.3$$

$$\gamma_{G_2} = 1.5$$

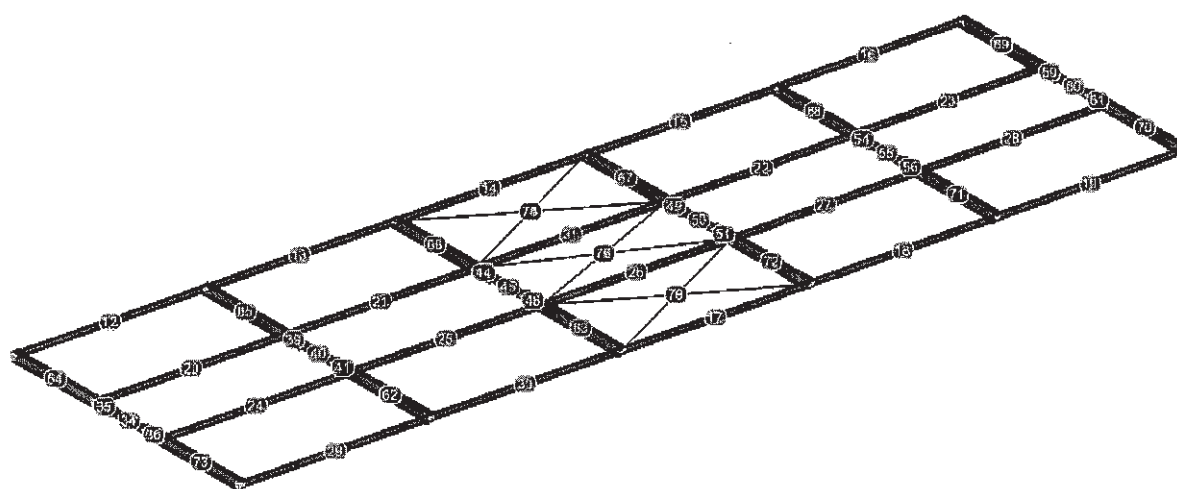
$$\gamma_Q = 1.5$$

Questi coefficienti sono stati scelti in quanto è stata considerata, per le verifiche agli stati limite ultimi strutturali (STR), l'approccio 1 combinazione 1 dunque si considerano i coefficienti parziali della colonna A1 della tabella 2.6.I, per tutte le verifiche degli elementi strutturali compresi gli elementi in fondazione, per le verifiche geotecniche si utilizzerà l'approccio 2 costituito da un'unica combinazione (cap. 6.4.2).

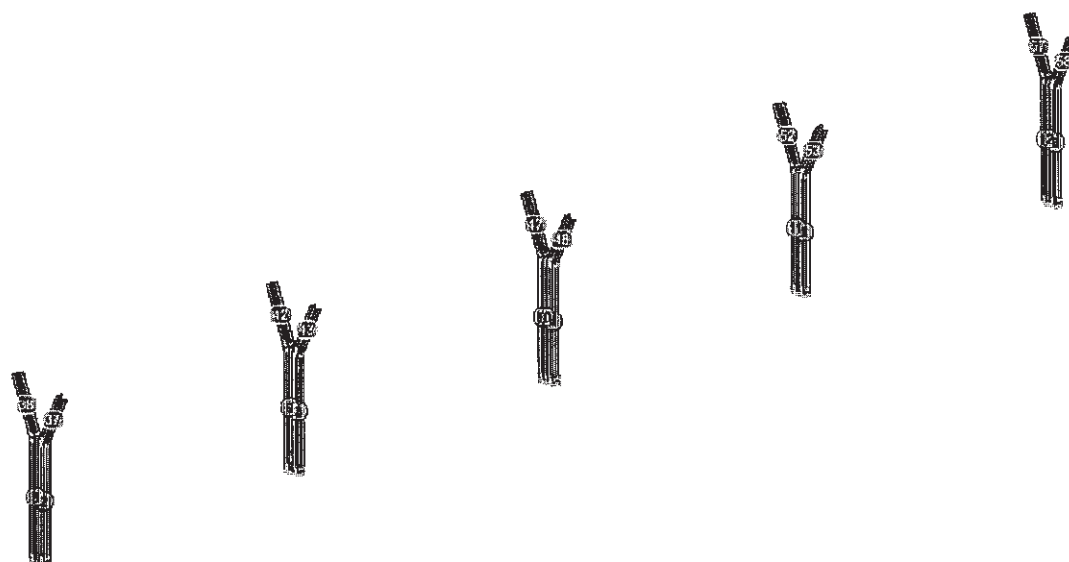
- MODELLO 3D :



- NUMERAZIONE ASTE COPERTURA :



- NUMERAZIONE PILASTRI E ASTE :



9. VERIFICHE

- VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento nei confronti degli stati limite viene eseguita secondo quanto previsto dal punto 6.2.3 del D.M. 14/01/2008. Lo stato limite a ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, quindi il problema viene trattato come l'equilibrio di un corpo rigido per cui le azioni stabilizzanti ed instabilizzanti debbono essere combinate secondo i coefficienti della combinazione "EQU" ricavati dalla tabella 6.2.1.:

G = peso proprio della struttura, il cui coefficiente di combinazione è: $\gamma = 0,9$;

Q_v = carico del vento, il cui coefficiente di combinazione è: $\gamma = 1,5$;

Q_N = carico da neve, il cui coefficiente di combinazione è: $\gamma = 0,0$;

Q = carico per coperture non praticabili, il cui coefficiente di combinazione $\gamma = 0,0$.

Di seguito è riportato il calcolo del peso proprio della struttura:

- FONDAZIONI

N.6 Plinto : $1.3 \times 1.3 \times 0.70 \times 6 \times 2500 = 17745 \text{ kg}$

N.6 Collo Plinto : $0.5 \times 0.4 \times 0.50 \times 6 \times 2500 = 1500 \text{ kg}$

N.5 Travi Collegamento : $0.3 \times 0.3 \times 3.85 \times 5 \times 2500 = 4332 \text{ kg}$

Pavimentazione Industriale $1.3 \times 1.3 \times 0.10 \times 6 \times 2400 = 2434 \text{ kg (*)}$

$$G_f = 26011 \text{ kg}$$

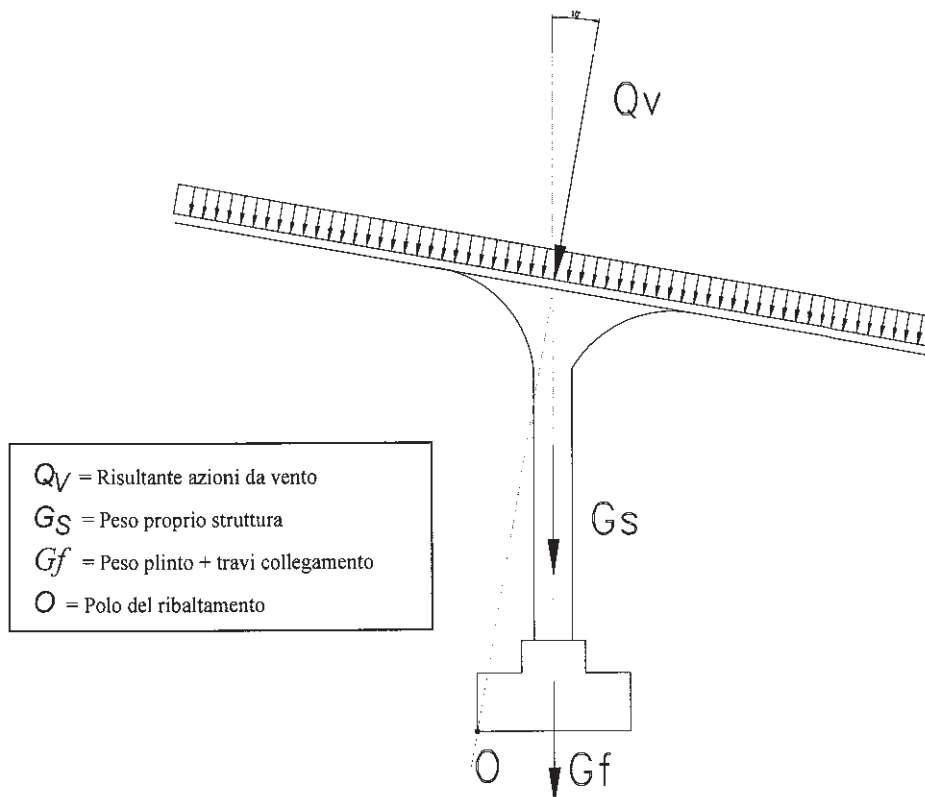
- STRUTTURA DI ELEVAZIONE

- N.20 Pezzi IPE120 L = 5.1m : $5.1 \times 8.66 \times 20 = 884 \text{ kg}$
(IPE $p = 8.66 \text{ kg/m}$)
- N.12 Pezzi HEA120 L = 4.9m : $4.9 \times 19.89 \times 12 = 1170 \text{ kg}$
(HEA $p = 19.89 \text{ kg/m}$)
- N.6 Pezzi HEA120 L = 6.0m : $6.0 \times 19.89 \times 6 = 716 \text{ kg}$
- Pannelli fotovoltaici $S_{\text{sup}} = 153 \text{ m}^2$ $153 \cdot 13 = 1989 \text{ kg}$

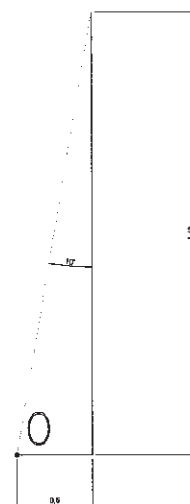
$$G_S = 4759 \text{ kg}$$

A vantaggio della sicurezza non si considera il peso delle piastre di base e di tutto il piastrame di collegamento.

Di seguito rappresento lo schema di calcolo:



TRIANGOLO
DELLE FORZE



Come si evince dalla precedente figura, la retta d'azione della risultante delle azioni da vento ha una distanza di piccola entità dal polo "O" del ribaltamento. Ciò è dovuto alla minima inclinazione della copertura.

L'azione del vento, come previsto al punto 3.3.3, è normale alla superficie su cui agisce, in questo caso normale alla copertura della tettoia.

L'azione totale del vento è:

$$p = 118 \text{ kg/mq} \text{ (pressione del vento vedi paragrafo 5 della Relazione di Calcolo)}$$

$$S = 6 \times 25,5 = 153 \text{ mq} \text{ (superficie della copertura)}$$

$$Q_v = 118 \cdot 153 = 18054 \text{ kg}$$

L'azione del vento si scompone nelle due direzioni principali per semplicità di calcolo (come indicato in figura):

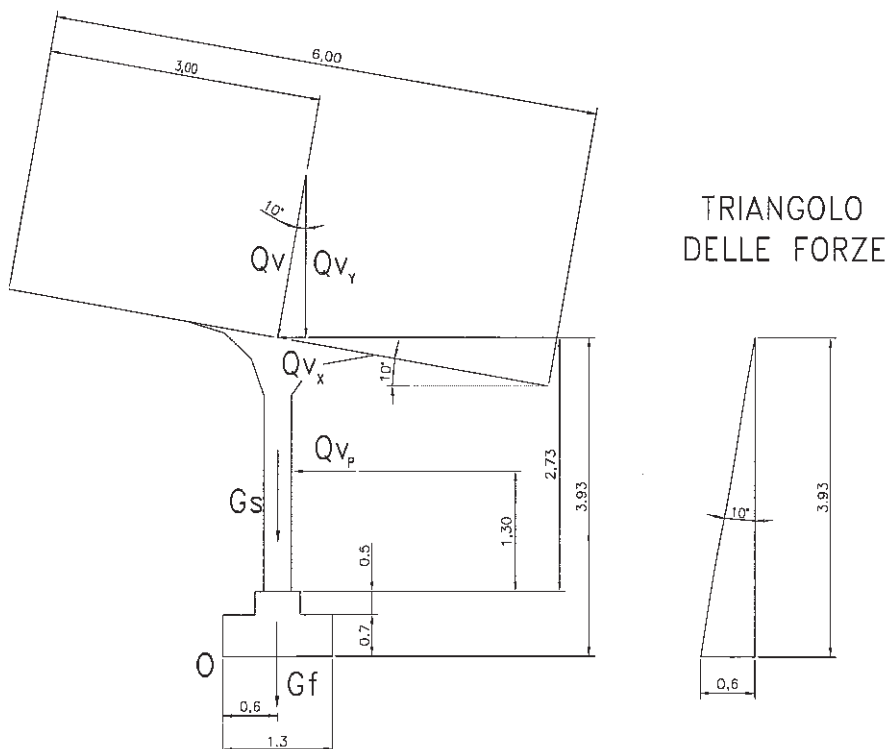
$$Q_{vx} = Q_v \sin 10^\circ = 3135 \text{ kg}$$

$$Q_{vy} = Q_v \cos 10^\circ = 17780 \text{ kg}$$

Si precisa che l'azione totale del vento sulla superficie dei pilastri è pari a:

$$Q_{vp} = 118 \cdot 0,12 \cdot 2,73 \cdot 6 = 232 \text{ kg}$$

Di seguito si riporta lo schema di calcolo del ribaltamento:



Premesso ciò il momento ribaltante di calcolo è:

$$E_{dR} = 1,5 \cdot Q_{vx} \cdot 3,93 + 1,5 \cdot Q_{vy} \cdot 2,50 = 18481 + 870 = 19711 \text{ kgm}$$

Il momento stabilizzante di calcolo è:

$$R_{dS} = 0,9 \cdot G_f \cdot 0,65 + 0,9 \cdot G_s \cdot 0,65 + 1,5 \cdot Q_{vy} \cdot 0,65 = 15216 + 2784 + 17335 = 35335 \text{ kgm}$$

La verifica risulta **soddisfatta** agli stati limite in quanto si ha che:

$$E_{dR} \leq R_{dS}$$

Così come previsto al par 6.2.3.1

- VERIFICA SNELLEZZA LIMITE

Secondo quanto stabilito al punto 4.2.4.1.3.1 la snellezza limite delle aste principali deve essere inferiore a 200. Nel caso in esame i pilastri possono essere considerate come aste caelestrellate in quanto i profili HEA 120 che compongono le suddette aste sono collegate per mezzo di piastre saldate. A vantaggio della sicurezza si considereranno le aste come indipendenti.

Dunque si ha:

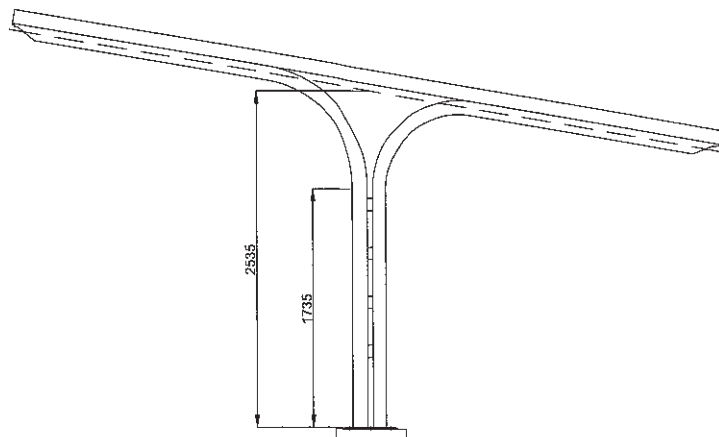
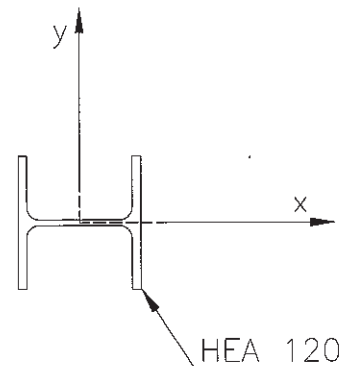
- $\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}}$
- L_0 = Lunghezza libera di inflessione
- $i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{A}}$ = Raggio di inerzia minimo
- J_{\min} = Momento di inerzia minimo
- A = Area della sezione

Per quanto concerne il valore della lunghezza libera di inflessione, a vantaggio della sicurezza l'asta si considera solamente incastrata alla base dunque l'estremo superiore risulta libero.

- Premesso ciò si ha:

- $L_0 = 2L = 507 \text{ cm}$
- $L = 2,535 \text{ m} = 253,5 \text{ cm}$
- $J_{\min} = 230,9 \text{ cm}^4$
- $A = 25,34 \text{ cm}^2$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{230,9}{25,4}} = 3,02 \text{ cm}$$



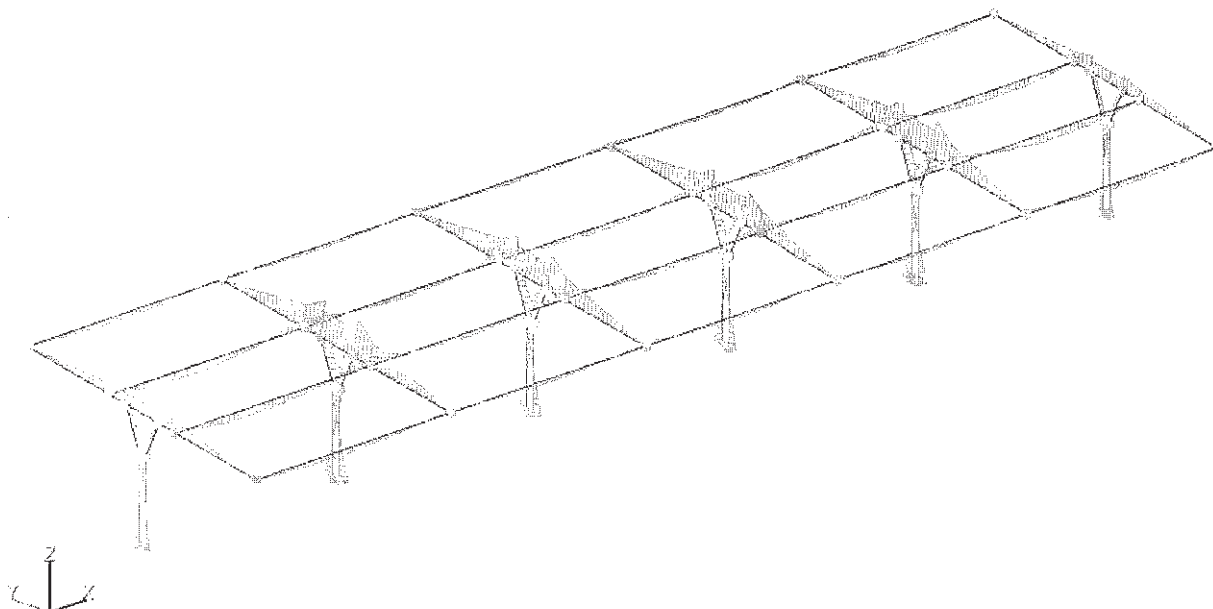
$$\lambda = \frac{507}{3,02} = 167,88 < 200$$

Verifica soddisfatta.

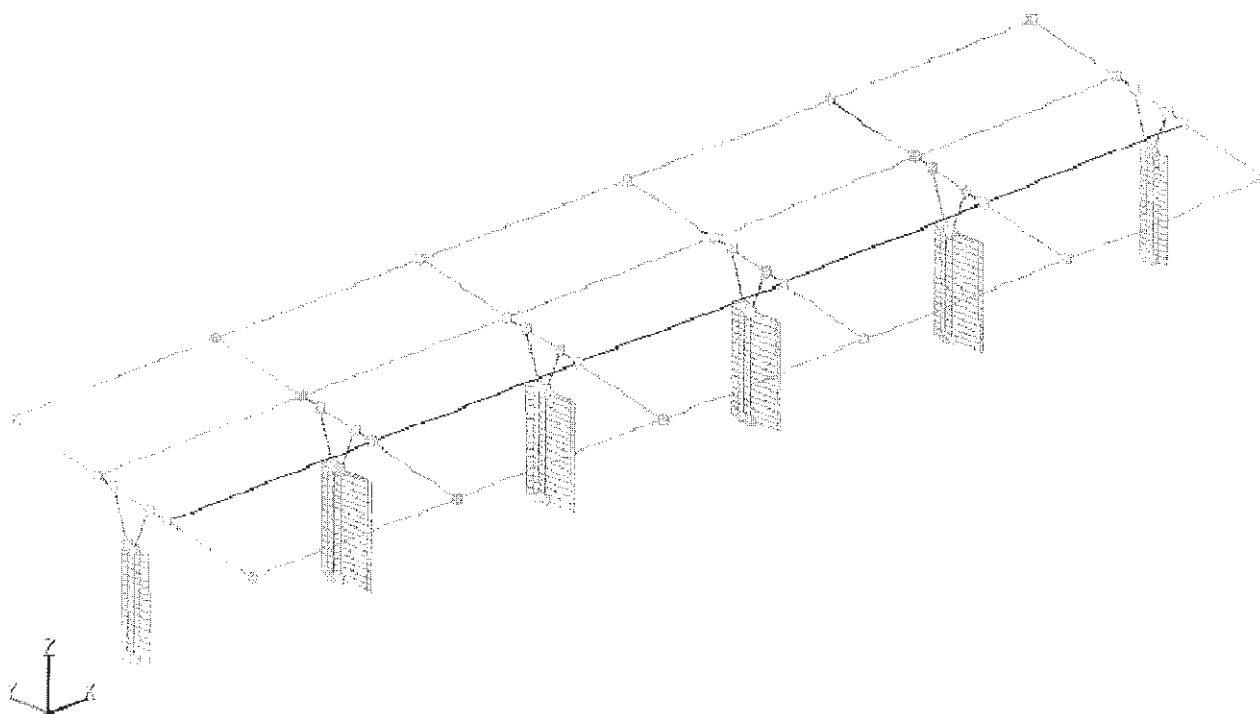
- **VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO (S.L.V.) :**

Le verifiche vengono effettuate in base alle sollecitazioni calcolate mediante analisi dinamica modale associata allo spettro di progetto (vedi paragrafo "Azione Sismica") combinate con le sollecitazioni ottenute dai carichi verticali. Dai tabulati di calcolo si evince come le maggiori sollecitazioni si ottengono per le combinazioni di tipo statico, ciò è dovuto al tipo di struttura in quanto ha una bassa inerzia e l'entità delle masse sismiche è ridotta. Per quanto concerne le verifiche delle gerarchie delle resistenze al punto 7.5.4 della norma che tali verifiche non vanno effettuate nel caso di strutture non dissipative. Di seguito un' immagine che caratterizza i risultati dell'analisi:

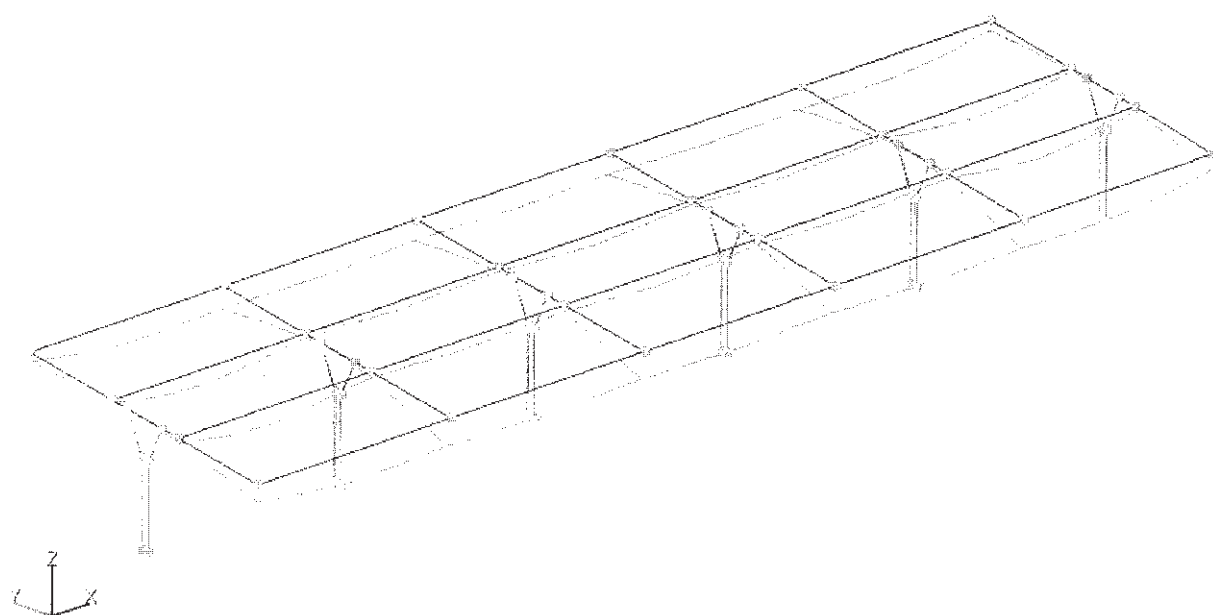
INVILUPPO DEI MOMENTI



INVILUPPO SFORZO NORMALE



DEFORMATE



Nell'allegato "Dati di Output" sono riportate le verifiche di resistenza di tutte le aste. Queste sono state effettuate tenendo in considerazione di tutte le combinazioni generate dal programma.

Per la struttura sono state utilizzate le seguenti sezioni :

- HEA 120
- IPE 120
- IPE 220
- TONDO

Secondo quanto previsto dalla norma al capitolo 7.5.3 la classe delle sezioni trasversali per le strutture con classe di duttilità "B" devono essere 1 o 2 e fattore di struttura compreso tra 2 e 4, nel caso in esame la classe è 1, dunque per le verifiche verrà utilizzato il W_{pl} .

- **VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.D.) :**

La verifica viene effettuata analizzando gli spostamenti della struttura relativamente alle combinazioni di carico considerando come spettro di progetto quello relativo allo S.L.D. (vedi Dati di Output) :

Si precisa che la verifica delle deformazioni si riferisce a tutte le combinazioni allo stato limite di esercizio e si riportano in dati di output i valori degli spostamenti maggiori.

Per quanto concerne i valori limite delle deformazioni verticali per gli elementi di copertura maggiormente sollecitati (cap. 4.2.4.2 si ha:

$$\sigma_{\max} = \frac{1}{200} \cdot L = \frac{1}{200} \cdot 500 = 2.5cm$$

$$\sigma_{Z\max} = 1.01cm \text{ (Asta 12)}$$

I valori riscontrati sono in linea con gli spostamenti massimi tenendo in considerazione la destinazione d'uso della struttura. Gli spostamenti laterali massimi presenti nella norma sono:

$$\frac{1}{300} \cdot H_{\max} = \frac{1}{300} \cdot 330 = 1.1cm$$

$$\sigma_{X\max} = 0.30cm \text{ (Nodo 15)}$$

La verifica è **soddisfatta**.

- **VERIFICHE DEI COLLEGAMENTI**

La verifica dei collegamenti viene effettuata in automatico dal programma di calcolo attraverso l'applicativo "Steel Node".

I collegamenti verificati sono:

- Nodo di Base (Nodo 4, vedasi allegato di calcolo)
- Nodo Trave HEA120-IPE120 (Nodo 26)

- **VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE :**

Per questo tipo di sovrastruttura si è adottato l'utilizzo di plinti collegati da cordoli in c.a.. Il calcolo e dunque la verifica vengono eseguiti in automatico secondo quanto previsto al capitolo 7.2.5 della norma;

Per le verifiche si vedono gli allegati di calcolo.

- **VERIFICHE GEOTECNICHE :**

Dai dati ricavati dalla relazione geologica allegata ai calcoli si ricava il valore del carico limite di fondazione:

$$q = 2.88 \text{ kg / cmq}$$

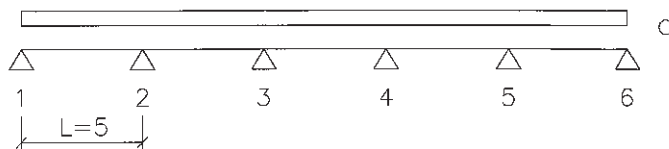
La tensione massima calcolata è di 1.17 kg/cmq dunque la verifica è **soddisfatta**.

10. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Secondo quanto previsto al paragrafo 10.2 si è proceduto a sottoporre i risultati delle elaborazioni ad un controllo di accettazione.

Dapprima, attraverso l'analisi dei diagrammi delle sollecitazioni (forma e valori) si è visto che erano quelli previsti nella fase di elaborazione del modello.

Si considerano le travi di copertura e si ipotizza un comportamento a trave continua su 6 appoggi e cioè :



Attraverso delle tabelle ricavate dal manuale si ricavano i momenti di mezzera e sugli appoggi :

$$M_{1-2} = M_{5-6} = 0.0779ql^2$$

$$M_{2-3} = M_{4-5} = 0.0332ql^2$$

$$M_{3-4} = 0.0461ql^2$$

Tali valori verranno confrontati con i valori calcolati dal programma relativamente alla successione di aste 24,25,26,27,28 nella combinazione 1 :

$$q_k = 433 \text{ Kg/m}$$

$$M_{1-2} = M_{5-6} = 844 \text{ Kg} \cdot \text{m} \Rightarrow 922 \text{ Kg} \cdot \text{m} \text{ (valore di calcolo)}$$

$$M_{2-3} = M_{4-5} = 359 \text{ Kg} \cdot \text{m} \Rightarrow 454 \text{ Kg} \cdot \text{m} \text{ (valore di calcolo)}$$

$$M_{3-4} = 499 \text{ Kg} \cdot \text{m} \Rightarrow 590 \text{ Kg} \cdot \text{m} \text{ (valore di calcolo)}$$

I valori riscontrati possono considerarsi in linea con quanto calcolato considerando anche il fatto che nel carico q sopra calcolato non è stata considerata la distorsione termica.

Piazza Armerina,

IL TECNICO