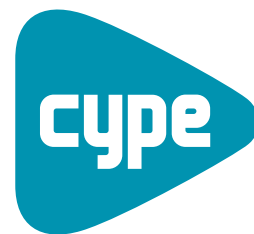


Memoria di calcolo
Strutture 3D

Strutture 3D

Memoria di calcolo



Software per
Architettura,
Ingegneria
ed **Edilizia**

CYPE Ingenieros, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5
03003 **Alicante**
Tel. (+34) 965 92 25 50
Fax (+34) 965 12 49 50
cype@cype.com

www.cype.it

IMPORTANTE: QUESTO TESTO RICHIEDE LA SUA ATTENZIONE E LETTURA

L'informazione contenuta in questo documento è proprietà di CYPE Ingenieros S.A. e non può essere né riprodotta né trasferita in nessun modo e attraverso nessun mezzo, sia esso elettronico o meccanico, sotto nessuna circostanza, senza la previa autorizzazione scritta di CYPE Ingenieros S.A. L'infrazione dei diritti di proprietà intellettuale può rappresentare un reato (art. 270 e seguenti del Codice Penale).

Questo documento e l'informazione in esso contenuta sono parte integrante della documentazione che accompagna la Licenza d'Uso dei programmi informatici di CYPE Ingenieros S.A. e sono da essa inseparabili. Pertanto essa è protetta dalle stesse leggi e dagli stessi diritti.

Non dimentichi che dovrà leggere, comprendere ed accettare il Contratto di Licenza d'Uso del software di cui fa parte questa documentazione prima di utilizzare qualsiasi componente del prodotto. Se NON accetta i termini del Contratto di Licenza d'Uso, restituisca immediatamente il software e tutti gli elementi allegati al luogo in cui lo ha acquistato per ottenere un rimborso completo.

Questo manuale corrisponde alla versione del software denominata Strutture 3D da CYPE Ingenieros S.A. L'informazione contenuta in questo documento descrive sostanzialmente le caratteristiche e i metodi di gestione del programma o dei programmi che lo accompagnano. L'informazione contenuta in questo documento può essere stata modificata in seguito all'edizione stampata di questo libro senza previo avviso. Il software che accompagna questo documento può essere sottoposto a modifiche senza previo avviso.

CYPE Ingenieros S.A. dispone di altri servizi tra cui si trova il servizio Aggiornamenti che le consentirà di acquistare le ultime versioni del software e la relativa documentazione. Se presenta dubbi relativamente a questo scritto o al Contratto di Licenza d'Uso del software o desidera mettersi in contatto con CYPE Ingenieros S.A. può rivolgersi al suo Distributore Locale Autorizzato o al Dipartimento Post-vendita di CYPE Ingenieros S.A. al seguente indirizzo:

Avda. Eusebio Sempere, 5 • 03003 Alicante (Spagna) • Tel: +34 965 92 25 50 • Fax: +34 965 12 49 50 • www.cype.com

© CYPE Ingenieros, S.A.

Pubblicato e stampato ad Alicante (Spagna)

Windows ® è un marchio registrato di Microsoft Corporation ®

1. Memoria di calcolo	7
1.1. Problemi da risolvere	7
1.2. Analisi eseguita dal programma	7
1.3. Sistemi di unità di misura	8
1.4. Materiali	8
1.5. Azioni	9
1.5.1. Ipotesi aggiuntive	9
1.5.2. Stati limite (combinazioni)	9
1.5.3. Carichi	10
1.5.4. Considerazione degli effetti del 2° ordine ($P\Delta$)	11
1.6. Descrizione di aste	13
1.6.1. Instabilità piana	13
1.6.2. Instabilità laterale	14
1.6.3. Elementi e raggruppamenti	15
1.6.4. Frecce	15
1.6.4.1. Gruppi di frecce	15
1.7. Verifiche eseguite dal programma	16
1.8. Dimensionamento di tiranti	16
1.8.1. Applicazione del metodo	17
1.9. Dimensionamento di unioni a doppio T	18
1.9.1. Tipologie di unioni a doppio T	19
1.9.2. Dimensionamento di unioni a doppio T	20
1.9.3. Consultazione di unioni a doppio T	23
1.9.4. Rigidezze rotazionali	25
1.9.4.1. Diagramma momento-rotazione	25
1.9.4.2. Analisi della rigidezza rotazionale delle unioni	26
1.9.4.2.1. Calcolo della rigidezza iniziale $S_{j,ini}$	26
1.9.4.2.2. Calcolo del momento resistente plastico $M_{j,Rd}$	27
1.9.4.2.3. Rappresentazione del diagramma momento-rotazione	28
1.9.4.2.4. Applicazione del diagramma momento-rotazione	29
1.9.5. Cause per cui non è stata dimensionata un'unione	29
1.10. Dimensionamento di unioni tubolari	30
1.10.1. Tipologie di unioni tubolari	30
1.10.2. Verifiche	30
1.11. Travi miste	31
1.12. Resistenza al fuoco in Strutture 3D	31
1.12.1. Caratteristiche generali	31
1.12.2. Selezione della normativa	32
1.13. Fondazioni isolate	32
1.13.1. Plinti isolati	32
1.13.2. Plinti su pali	35
1.13.3. Piastre di ancoraggio	38
1.13.4. Plinti in calcestruzzo non armato	39
1.13.4.1. Calcolo di plinti come solidi rigidi	40
1.13.4.2. Calcolo di plinti come strutture in calcestruzzo non armato	40
1.13.4.3. Elenco delle verifiche	41
1.13.5. Travi e cordoli di collegamento	43
1.13.5.1. Travi di collegamento	43
1.13.5.2. Cordoli di collegamento	44

2. Normative implementate46

2.1. Normative relative ai carichi46

2.2. Normative relative ai materiali47

2.3. Normative relative alle combinazioni48

Presentazione

Strutture 3D è un programma efficiente concepito per eseguire il calcolo di strutture in 3D costituite da aste realizzate in qualsiasi materiale (acciaio, legno, alluminio).

Consente di ottenere azioni interne e spostamenti mediante un dimensionamento automatico; contiene inoltre una completissima base di dati di profilati in acciaio laminato, sagomato e saldato. È in grado di calcolare qualsiasi struttura eseguendo tutte le verifiche richieste dalle diverse normative in esso implementate.

Grazie alla generazione di viste, è possibile lavorare in 2D e in 3D in modo totalmente interattivo e con piena connettività. Se la struttura è realizzata in acciaio, è possibile ottenere il suo dimensionamento e la sua massima ottimizzazione. Gli elementi si quotano senza inserire né coordinate né mesh rigide.

Questo documento contiene la **Memoria di calcolo** in cui vengono illustrate la metodologia seguita dal programma e le **implementazioni delle norme** con le quali è possibile calcolare le strutture (la invitiamo a consultare le normative implementate sul sito www.cype.it).

1. Memoria di calcolo

1.1. Problemi da risolvere

Strutture 3D esegue il calcolo di strutture tridimensionali (3D) costituite da elementi tipo asta nello spazio e nodi in corrispondenza delle loro intersezioni.

Consente di usare aste in acciaio, in legno, in calcestruzzo o con sezioni generiche e di definire le stesse a partire dalle loro proprietà geometriche e meccaniche.

Il programma dimensiona automaticamente aste in acciaio, in legno e in alluminio.

Le fondazioni superficiali in calcestruzzo armato realizzate tramite plinti, plinti su pali, travi e cordoli di collegamento, si risolvono grazie all'aiuto di elementi di appoggio definiti mediante aste verticali e inclinate che concorrono in esse.

L'inserimento dei dati si effettua in maniera grafica, analogamente alla consultazione dei risultati.

Genera elenchi relativi ai dati inseriti e ai risultati ottenuti, che possono essere inviati alla stampante o salvati come file di testo.

I disegni esecutivi e i diagrammi delle azioni interne possono essere inviati alla stampante, al plotter, ed è inoltre possibile ricavare file DXF/DWG e metafile.

1.2. Analisi eseguita dal programma

Strutture 3D considera un comportamento elastico e lineare dei materiali. Le aste sono definite come elementi lineari.

I carichi applicati su di esse possono essere orientati in qualsiasi direzione. Il programma ammette le seguenti tipologie di carico: uniforme, triangolare, trapezoidale, puntuale, momento e incrementi di temperatura differenti in facce opposte.

Nei nodi si possono applicare carichi puntuali in qualsiasi direzione. Il tipo di nodo utilizzato è completamente generico, e il vincolo interno è rappresentato da un incastro o da una cerniera. Gli estremi delle aste si definiscono attraverso coefficienti di incastro (di valore pari a 0 o a 1 a seconda del tipo di vincolo) o mediante la loro rigidezza rotazionale (momento/rotazione).

È possibile applicare qualsiasi tipo di vincolo a un nodo; i vincoli esterni possono essere elastici, dovendo definire le costanti corrispondenti a ciascun grado di libertà vincolato.

Le ipotesi di carico si stabiliscono a seconda della loro natura e possono essere assegnate in termini di **Carico permanente, Carico di esercizio, Vento, Sisma (statico) e Neve**. È inoltre possibile eseguire un'analisi modale spettrale, di natura dinamica, per la valutazione del sisma.

A partire dalle combinazioni di base, qualsiasi tipo di combinazione può essere definita usando differenti coefficienti di combinazione, desumibili dalla norma selezionata o inseriti dall'utente.

Gli stati limite e le combinazioni per ogni materiale e stato sono:

- S.L.U. di rottura. Calcestruzzo
- S.L.U. di rottura. Calcestruzzo in fondazioni
- S.L.U. di rottura. Acciaio (laminato e saldato)
- S.L.U. di rottura. Acciaio (sagomato)
- S.L.U. di rottura. Legno
- S.L.U. di rottura. Alluminio
- Tensioni sul Terreno (Azioni caratteristiche)
- Spostamenti (Azioni caratteristiche)

Per ognuno di essi si generano tutte le combinazioni, indicando il loro nome e i coefficienti, a seconda della norma selezionata, del materiale e della categoria d'uso.

A partire dalla geometria e dai carichi inseriti, si ottiene la matrice di rigidezza della struttura, così come le matrici dei carichi associate a ciascuna ipotesi semplice. La matrice degli spostamenti dei nodi della struttura si ricava invertendo la matrice di rigidezza attraverso metodi frontali.

Una volta determinati gli spostamenti per ogni ipotesi, sulla base delle azioni agenti agli estremi delle aste e dei carichi applicati su di esse si calcolano tutte le combinazioni per tutti gli stati e le azioni interne in qualsiasi sezione.

1.3. Sistemi di unità di misura

Strutture 3D consente di usare sia il sistema M.K.S. sia il sistema internazionale (S.I.), sia le unità inglesi per la definizione dei carichi applicati e per l'ottenimento delle azioni interne.

1.4. Materiali

I materiali utilizzabili sono:

1. Acciaio laminato e saldato
2. Acciaio sagomato

3. Legno
4. Alluminio estruso
5. Calcestruzzo armato
6. Profilato generico

1 e 2. Se il materiale selezionato è **acciaio**, esistono alcuni file contenenti i vari tipi di acciaio con le relative proprietà:

- Tipo di acciaio: Laminato o saldato
- Modulo di elasticità longitudinale: E
- Tensione di snervamento: σ_e , a seconda del tipo
- Coefficiente parziale di sicurezza: γ_s
- Coefficiente di Poisson: ν . Tramite questo parametro è possibile calcolare il modulo di elasticità tangenziale:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

- Coefficiente di dilatazione termica: α
- Peso specifico: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Snellezza limite

Si includono inoltre i parametri del materiale costituente i bulloni, nel caso in cui si dimensionino piastre di ancoraggio.

È possibile definire le proprietà dell'acciaio consultando previamente il paragrafo relativo alle normative.

I profilati da utilizzare possono essere dedotti dalla Libreria insita nel programma, oppure possono essere modificabili.

Se l'utente impiega la libreria di profilati in acciaio fornita di default da Strutture 3D, potrà usare la tipologia di profilati esistenti selezionando in ogni progetto quelli che ha intenzione di utilizzare.

Se invece desidera creare nuove serie e tipi di profilati, dovrà indicare per ognuno di essi la geometria definendo i loro valori X e Y, così come gli spessori delle lamiere, e, a seconda del tipo di profilato, i dati richiesti per la sua definizione.

3. Legno. Si seleziona il tipo e la classe di resistenza, in conformità alla norma selezionata in cui si definiscono le sue proprietà.

4. Alluminio estruso. Si seleziona la lega e la tipologia di trattamento, conformemente a quanto indicato nell'Eurocodice 9.

5. Calcestruzzo armato. Si seleziona il tipo di calcestruzzo (sulla base della sua resistenza, del livello di controllo ecc.) a seconda della norma scelta.

6. Profilato generico. Si definiscono la geometria, le caratteristiche meccaniche e le proprietà del materiale ad esso assegnato.

1.5. Azioni

Le azioni possono essere statiche o dinamiche (nel caso del sisma) e si definiscono in funzione della loro natura per ciascuna ipotesi semplice.

1.5.1. Ipotesi aggiuntive

Strutture 3D considera le azioni caratteristiche per ognuna delle ipotesi semplici definite come aggiuntive:

- Carico permanente
- Carico di esercizio
- Vento
- Sisma
- Neve
- Carico accidentale

Si considerano automatiche le ipotesi generate dal programma, quali:

- Peso proprio delle aste
- Sisma dinamico, quando attivato

Le rimanenti ipotesi si considerano aggiuntive; è inoltre possibile creare distinte disposizioni di carico in ciascuna ipotesi. Quando si definiscono distinte disposizioni di carico, l'utente deve indicare se sono contemporanee, compatibili o incompatibili. Infine, nel momento in cui si inseriscono più ipotesi aggiuntive dello stesso tipo, l'utente deve definire se sono o meno combinabili.

1.5.2. Stati limite (combinazioni)

Il programma genera automaticamente tutte le combinazioni per tutti gli stati limite per ciascun materiale, categoria d'uso e norma selezionate.

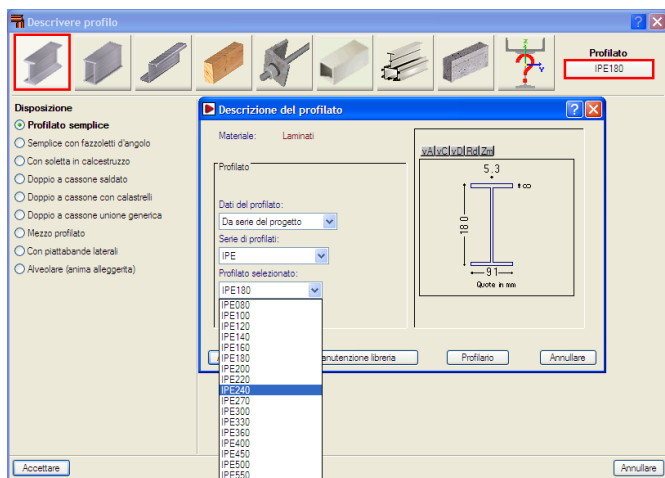


Fig. 1.1

- Calcestruzzo
- Calcestruzzo in fondazioni
- Acciaio sagomato
- Acciaio laminato
- Legno
- Alluminio
- Tensioni sul terreno
- Spostamenti

È possibile definire, per ciascun stato limite, differenti situazioni di progetto, contemplate dalla norma o specificate dall'utente.

1.5.3. Carichi

Per ciascuna ipotesi, si possono definire:

• Carichi su aste

- Puntuali
- Uniformi
- Strisce di carichi
- Triangolari
- Trapezoidali
- Momento puntuale
- Incremento di temperatura uniforme
- Incremento di temperatura variabile

• Carichi su nodi

Puntuali, in qualsiasi direzione e verso secondo gli assi globali, o definendo il vettore direttore secondo gli stessi (X, Y, Z).

• Carichi su campi

Un campo è un'area chiusa delimitata da nodi complanari. È possibile inserire carichi superficiali uniformi o variabili sulla superficie di un campo, in maniera tale da poter simulare un solaio o un impalcato unidirezionale.

La direzione di ripartizione dei carichi applicati può essere parallela a una delle rette che uniscono i nodi del perimetro del campo; i carichi risultanti si applicano sulle aste in modo da effettuare una ripartizione isostatica degli stessi.

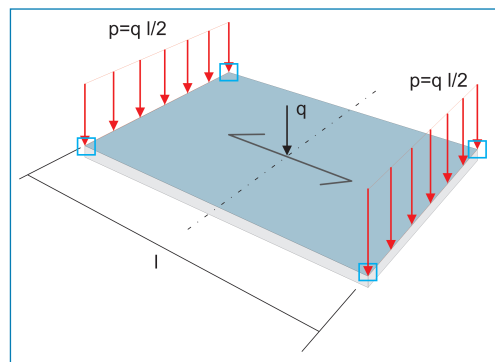


Fig. 1.2

• Carichi superficiali

Questi tipi di carichi agiscono nello stesso modo di quelli applicati su campi, con la peculiarità che i vertici della loro superficie possono essere nodi o qualsiasi punto intermedio delle aste di un campo.

Il carico si ripartisce nella direzione di ripartizione indicata nel campo.

Un carico superficiale può essere definito solamente su un unico campo.

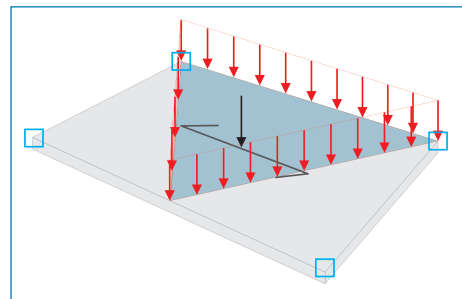


Fig. 1.3

• Spostamenti prescritti

È possibile assegnare ai nodi che fungono da appoggi, per ciascuna ipotesi di carico, spostamenti e/o rotazioni secondo gli assi globali. Un esempio comune è rappresentato dal cedimento (assestamento) di una fondazione, D_z , che causerebbe la nascita delle corrispondenti azioni interne nella struttura collegata a quell'appoggio.

1.5.4. Considerazione degli effetti del 2° ordine ($P\Delta$)

Quando si definiscono ipotesi di vento o sisma, l'utente può opzionalmente scegliere se amplificare le azioni interne prodotte dall'azione dei carichi orizzontali ad esse associati. Si consiglia di attivare questa opzione nel calcolo.

Il metodo è basato sull'effetto P-delta dovuto agli spostamenti prodotti dalle azioni orizzontali, tenendo in considerazione gli effetti del secondo ordine basati su un calcolo del primo ordine e su un comportamento lineare dei materiali, con alcune proprietà meccaniche calcolate usando le loro sezioni lorde e il loro modulo di elasticità secante.

A causa delle azioni orizzontali, in corrispondenza di ogni nodo i agisce una forza H_i che comporta la nascita di uno spostamento Δ_i . Inoltre, a causa dei carichi gravitazionali gravanti sulla struttura, in ogni nodo agisce un carico di valore P_i .

Si definisce un momento ribaltante M_H dovuto all'azione orizzontale H_i , alla quota z_i rispetto alla quota 0.00 o alla quota priva di spostamenti orizzontali, per ciascuna direzione di azione dello stesso:

$$M_H = \sum H_i \cdot z_i$$

In maniera simile, si definisce un momento dovuto all'effetto P-delta, $M_{P\Delta}$, imputabile ai carichi trasmessi dalle aste ai nodi P_i , per ciascuna ipotesi gravitazionale (k) definita, a causa degli spostamenti dovuti all'azione orizzontale Δ_i , essendo:

$$M_{P\Delta k} = \sum_i P_i \cdot \Delta_i$$

dove:

k : Ciascuna ipotesi gravitazionale (peso proprio, carico di esercizio, ecc.)

Calcolando il coefficiente $C_k = \frac{M_{P\Delta k}}{M_{Hk}}$,

che rappresenta l'indice di stabilità per ciascuna ipotesi gravitazionale e direzione dell'azione orizzontale, è possibile ottenere un coefficiente maggiorativo del coefficiente di amplificazione delle ipotesi dovute alle azioni orizzontali per tutte le combinazioni in cui agiscono queste ultime. Tale valore si indica con γ_z e si calcola secondo la formula seguente:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - (\sum \gamma_{tgi} \cdot C_i + \sum \gamma_{tqj} \cdot C_j)}$$

dove:

γ_{tgi} : Coefficiente di amplificazione dei carichi permanenti dell'ipotesi i

γ_{tqj} : Coefficiente di amplificazione dei carichi variabili dell'ipotesi j

γ_z : Coefficiente di stabilità globale

Per calcolare gli spostamenti dovuti a ciascuna ipotesi relativa alle azioni orizzontali, bisogna ricordare che è stata condotta un'analisi del primo ordine usando le sezioni lorde degli elementi. Se le azioni interne sono state calcolate per il dimensionamento allo stato limite ultimo, sembrerebbe logico che, a rigore, il calcolo degli spostamenti debba eseguirsi usando le sezioni fessurate e omogeneizzate; tuttavia, ciò risulta molto laborioso, in quanto presuppone la non linearità dei materiali, della geometria e degli stati di carico ed è inaccessibile da un punto di vista pratico con i mezzi normali di cui si dispone per il calcolo. Pertanto, bisogna stabilire una semplificazione, ipotizzando una ridu-

zione delle rigidezze delle sezioni, che comporta un aumento degli spostamenti, dato che queste due grandezze sono inversamente proporzionali tra di loro. Il programma chiede all'utente di indicare il 'fattore amplificativo degli spostamenti' per tenere in considerazione tale riduzione di rigidezza.

A questo punto non esiste un unico criterio, per cui sta al progettista considerare un valore o un altro in funzione del tipo di struttura, del grado di fessurazione stimato, della presenza di altri elementi irrigidenti, quali vani scale, ecc., che in realtà possono ridurre gli spostamenti calcolati.

In Brasile, nell'ambito delle strutture in calcestruzzo armato, è comune considerare un coefficiente riduttivo del modulo di elasticità longitudinale pari a 0.90 e ipotizzare un coefficiente riduttivo dell'inerzia fessurata rispetto a quella lorda pari a 0.70. Pertanto, la rigidezza è ridotta dal prodotto di tali coefficienti:

$$\begin{aligned} \text{Rigidezza ridotta} &= 0.90 \cdot 0.70 \cdot \text{Rigidezza lorda} = \\ &= 0.63 \cdot \text{Rigidezza lorda} \end{aligned}$$

Poiché gli spostamenti sono inversamente proporzionali alla rigidezza, il loro fattore moltiplicativo sarà uguale a $1 / 0.63 = 1.59$, e verrà inserito come dato nel programma. Come norma di buona pratica è comune considerare che se $\gamma_z > 1.20$ si deve irrigidire maggiormente la struttura nella direzione in cui è molto deformabile e poco stabile. Se $\gamma_z < 1.1$, il suo effetto sarà piccolo e praticamente trascurabile.

In maniera semplificata, nella nuova norma NBR 6118:2003, si raccomanda di amplificare di un valore pari a $1 / 0.7 = 1.43$ gli spostamenti e di limitare il valore di γ_z a 1.3.

Nel codice Modello CEB-FIP 1990 si applica un metodo di amplificazione dei momenti che raccomanda, in assenza di

un calcolo più preciso, di ridurre le rigidezze di un 50% o, equivalentemente, di applicare un coefficiente amplificativo degli spostamenti uguale a $1 / 0.50 = 2.00$. In questo caso, si può considerare che, se $\gamma_z > 1.50$, bisogna irrigidire maggiormente la struttura nella direzione in cui è molto deformabile e poco stabile. Al contrario, se $\gamma_z < 1.35$, il suo effetto sarà piccolo e praticamente trascurabile.

Nella norma ACI-318-95 è contemplato un indice di stabilità Q per piano, non per la stabilità globale dell'edificio, sebbene sia possibile stabilire una relazione con il coefficiente di stabilità globale nel momento in cui i piani siano molto simili, esprimibile mediante il parametro:

$$\gamma_z: \text{coefficiente di stabilità globale} = 1 / (1-Q)$$

Per quanto riguarda il limite che consente di poter considerare o meno il piano come non traslazionale, si assume $Q = 0.05$, cioè: $1 / 0.95 = 1.05$.

In questo caso si deve calcolare e tenere sempre in considerazione quando si eccede tale valore; ciò comporta definitivamente che esso debba essere considerato nel calcolo e che le azioni interne debbano essere sempre amplificate usando questo metodo.

Per quanto concerne il coefficiente amplificativo degli spostamenti, si ipotizza che le azioni orizzontali non siano permanenti e che siano di breve durata, per cui è possibile considerare una riduzione dell'inerzia dell'ordine del 70%; inoltre, dato che il modulo di elasticità è minore ($15100 / 19000 = 0.8$), e il coefficiente amplificativo degli spostamenti è pari a $1 / (0.7 \cdot 0.8) = 1.78$, rispettando il coefficiente di stabilità globale, sarebbe ragionevole non eccedere il valore 1.35.

Si può notare che il criterio fornito dal codice modello è raccomandabile e facile da ricordare, così come è consigliabile applicarlo in tutti i casi:

Coefficiente moltiplicativo degli spostamenti = 2

Limite per il coefficiente di stabilità globale = 1.5

D'altro canto, è anche vero che negli edifici sono sempre presenti elementi irrigidenti, quali facciate, scale, muri portanti ecc., che comportano uno spostamento dovuto alle azioni orizzontali minore rispetto a quello calcolato. A tale scopo, il programma attribuisce un valore pari a 1.00 al coefficiente amplificativo degli spostamenti. Si lascia all'utente la scelta di modificarlo o meno, dato che non tutti gli elementi possono essere discretizzati nel calcolo della struttura.

Una volta terminato il calcolo, è possibile stampare una relazione contenente i risultati (**Elenchi > Analisi di stabilità globale**), potendo così consultare il valore del coefficiente di stabilità globale in ogni direzione.

Può anche darsi che la struttura non sia stabile, nel qual caso si emette un messaggio prima che il calcolo sia terminato, in cui si avverte l'utente che esiste un fenomeno di instabilità globale. Ciò si verifica quando il valore γ_z tende a ∞ o, che è lo stesso nella formula, quando assume un valore nullo o negativo in quanto:

$$\sum (\gamma_{fji} \cdot C_i + \gamma_{fj} \cdot C_j) \geq 1$$

Si può studiare per il caso di vento e/o sisma e il suo calcolo è sempre raccomandato, come metodo alternativo di calcolo degli effetti del secondo ordine, soprattutto per strutture a nodi mobili o leggermente traslazionali, com'è il caso della maggior parte degli edifici.

1.6. Descrizione di aste

Per ogni asta l'utente deve definire il materiale, il tipo di sezione (modificabile o ricavabile dalla libreria di profilati) e la sua disposizione, cioè come la sezione è adattata agli assi del disegno.

- **Acciaio (laminato, saldato e sagomato).** È possibile scegliere tra una serie di sezioni semplici o composte fornite dal programma.
- **Legno.** Si possono definire sezioni tonde, rettangolari e ad altezza variabile.
- **Alluminio.** Sono disponibili sezioni a doppio T, a C semplice, angolari, a T semplice, piattabanda, a tubo rettangolare e circolare, cavo e pieno.

1.6.1. Instabilità piana

Per studiare gli effetti dell'instabilità piana dovuti alle azioni assiali agenti secondo ogni asse, è possibile definire la lunghezza effettiva libera di inflessione l_k , o il coefficiente β , tale che $l_k = \beta \cdot l$, dove l è la distanza tra i nodi dell'asta. Quando un'asta presenta nodi intermedi, bisogna indicare la lunghezza o il coefficiente corrispondente all'asta reale tra i suoi appoggi, tenendo in considerazione che esso è definito per un'asta che è una frazione dell'intera asta.

Inoltre, l'utente può utilizzare il "calcolo approssimato delle lunghezze libere di inflessione" definendo la struttura come telaio a nodi mobili o a nodi fissi, conformemente al metodo semplificato e alla sua validità per strutture sensibilmente ortogonali; le ipotesi accettate possono essere consultate nell'help del dialogo.

Si introducono le seguenti ipotesi:

- Gli appoggi subiscono contemporaneamente il fenomeno dell'instabilità

- Si trascura l'accorciamento elastico degli appoggi
- Le travi si comportano elasticamente e sono collegate rigidamente agli appoggi
- Non si modifica la rigidezza delle travi a causa delle azioni interne

Le formule applicate sono:

• **Strutture a nodi mobili:**

$$\beta = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4 (K_A + K_B) + 1.1 K_A K_B}{K_A + K_B + 5.5 K_A K_B}}$$

dove:

$$K_A = \frac{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_A}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_A + \sum \left(\frac{I_C}{L_C} \right)_A}$$

$$K_B = \frac{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_B}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_B + \sum \left(\frac{I_C}{L_C} \right)_B}$$

essendo:

I_v : Inerzia delle travi che concorrono nel nodo

L_v : Lunghezza delle travi concorrenti nel nodo

I_C : Inerzia dei pilastri che concorrono nel nodo

L_C : Lunghezza dei pilastri concorrenti nel nodo

• **Strutture a nodi fissi**

$$\beta = \sqrt{\frac{9.6 + 4(R'_A + R'_B) + 1.25 R'_A R'_B}{R'_A + R'_B + 1.25 R'_A R'_B}}$$

essendo:

$$R'_A = 6 \frac{K_A}{1 - K_A}$$

$$R'_B = 6 \frac{K_B}{1 - K_B}$$

Limitazioni del calcolo approssimato

È importante tenere in considerazione quanto segue:

- L'esistenza di nodi intermedi in aste continue, nelle quali non concorrono altre aste, annulla il metodo, per cui in questi casi si devono eseguire le correzioni manuali che si reputino opportune.
- Il metodo approssimato richiede la classificazione della struttura in telaio a nodi mobili o telaio a nodi fissi, per cui bisogna prestare attenzione nel definirla correttamente.
- Tutto ciò che è stato esposto è applicabile unicamente ad aste in acciaio.
- Se la struttura definita è un telaio piano, i valori ottenuti sono validi nel suo piano, ma potrebbero non esserli nel piano perpendicolare ad esso, dato che non esistono elementi trasversali definiti, soprattutto quando sono presenti simmetrie nella geometria, come può essere il caso di un telaio a due falde calcolato in maniera isolata.

1.6.2. Instabilità laterale

L'utente può definire la distanza tra i controventi sia per l'ala superiore che per l'ala inferiore, o il coefficiente che moltiplica la lunghezza dell'asta tra i nodi, così come il coefficiente di momento, distinto nelle diverse norme in funzione della distribuzione dei momenti tra i punti controventati.

1.6.3. Elementi e raggruppamenti

Quando si inserisce un'asta tra due punti, le sue proprietà si conservano, sebbene essa possa successivamente intersecarsi con altre aste. È inoltre possibile creare un elemento costituito da aste allineate composte da più campate selezionando gli estremi.

Mediante l'opzione **Raggruppare**, l'utente può assegnare caratteristiche comuni a un insieme di aste raggruppate; queste ultime vengono dimensionate in modo tale che la più sfavorevole del gruppo verifichi. È possibile, in seguito, separarle.

1.6.4. Frecce

La freccia si assume come la distanza massima tra la retta che unisce i nodi estremi di un'asta e la deformata dell'asta stessa, senza tenere in considerazione gli spostamenti che i suoi nodi estremi possono subire. Tale distanza si misura perpendicolarmente all'asta.

La 'freccia assoluta' è il valore della freccia espresso in millimetri nella direzione considerata.

La 'freccia relativa' si stabilisce come la luce tra i punti di intersezione della deformata con l'asta divisa per un valore che deve essere definito dall'utente. Oltre ai nodi estremi dell'asta, possono essere presenti uno o più punti intermedi con freccia nulla, a seconda della deformata dell'asta.

La 'freccia attiva' coincide con la massima differenza in valore assoluto tra la freccia massima e la freccia minima di tutte le combinazioni definite per lo stato di spostamenti.

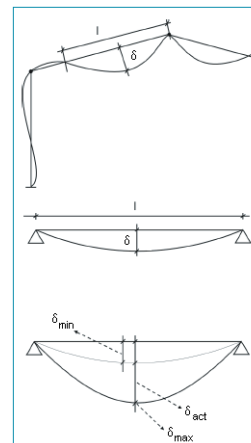


Fig. 1.4

$$\delta_a = \delta_{\max} - \delta_{\min}$$

L'utente può stabilire un limite per la freccia massima, per la freccia attiva e per la freccia relativa rispetto a ognuno dei piani locali xy o xz dell'asta.

1.6.4.1. Gruppi di frecce

È possibile raggruppare aste quando esse sono allineate e ottenere la freccia tra gli estremi dell'insieme di aste raggruppate, calcolando la freccia tra i nodi estremi 'i' e 'f' al posto della freccia locale ogni 2 nodi consecutivi.

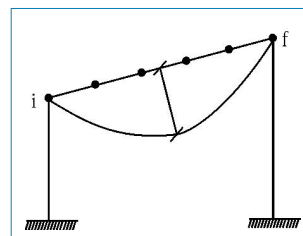


Fig 1.5. Gruppo di frecce

Nel momento in cui si verifica l'asta dopo aver eseguito il calcolo della struttura, se si eccede la freccia limite, l'asta in questione si mostrerà in rosso, così come tutte le sezioni che non verificano.

1.7. Verifiche eseguite dal programma

Sulla base di quanto esposto in precedenza, il programma verifica e dimensiona le aste costituenti la struttura secondo i criteri stabiliti in ciascuna norma per ogni materiale:

- Acciaio
- Legno
- Alluminio

Per quanto riguarda il calcestruzzo e i profilati generici, si ottengono solamente le azioni interne.

Se si superano i valori limite stabiliti, **Strutture 3D** consentirà di eseguire un dimensionamento, e cercherà nella tabella contenente i profilati quello che soddisfi tutte le condizioni, nel caso in cui esista.

Le aste che non verificano si evidenziano in rosso.

L'utente non deve inoltre dimenticare che nel momento in cui modifica un profilato o un'asta, la matrice di rigidezza cambia, per cui, teoricamente, deve eseguire nuovamente il calcolo e la verifica delle aste.

• Verificare le aste

Quando si seleziona un'asta, compare una tabella contenente la serie del profilato ad essa associato; attraverso una crocetta rossa vengono contrassegnate le sezioni che non verificano e mediante un simbolo di spunta verde quelle che verificano. Si mostra inoltre qualsiasi errore rilevato.

• Verifiche S.L.U.

È un elenco dettagliato di tutte le verifiche previste dalle norme; in esso si indicano l'articolo, la formula e i valori applicati per quanto riguarda le sollecitazioni più sfavorevoli relative alla sezione consultata. Oltre alle verifiche di resistenza, si eseguono:

- **Verifica della resistenza al fuoco**
- **Verifica delle deformazioni (frecce)**

Queste ultime due sono opzionali e devono essere attivate dall'utente se desidera che il programma le esegua.

1.8. Dimensionamento di tiranti

Il fatto che i tiranti siano aste ad asse rettilineo che ammettono solamente azioni di trazione nella direzione del loro asse, implica che la loro modellazione sarebbe rigorosamente esatta solo se si eseguisse un'analisi non lineare della struttura per ciascuna combinazione di ipotesi, nella quale dovrebbero essere trascurati, in ogni calcolo, tutti quei tiranti le cui azioni assiali siano di compressione.

Inoltre, per eseguire un'analisi dinamica senza prendere in considerazione i tiranti compressi, sarebbe necessario eseguire un'analisi nel dominio del tempo con accelerogrammi.

Come approssimazione del metodo esatto, proponiamo un metodo alternativo i cui risultati, nei casi in cui soddisfino le condizioni che si precisano nel seguito, sono sufficientemente accettabili per la pratica comune del progetto di strutture con elementi tiranti.

Il metodo presenta le seguenti limitazioni, il cui soddisfacimento è verificato dal programma:

1. L'elemento tirante fa parte di un irrigidimento a forma di croce di Sant'Andrea delimitata nei suoi quattro bordi, o

in tre se l'irrigidimento concorre in due vincoli esterni. Inoltre, ogni telaio irrigidito deve formare un rettangolo (i quattro angoli interni devono essere retti).

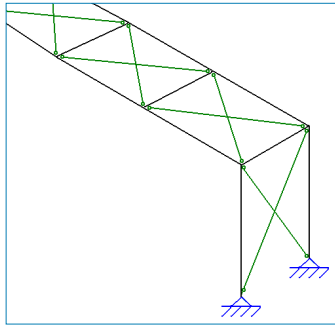


Fig. 1.6

2. La rigidità assiale dei tiranti (EA/L) è inferiore di circa il 20% alla rigidità assiale degli elementi che formano la croce di Sant'Andrea.
3. Ogni diagonale di uno stesso telaio irrigidito deve presentare la stessa sezione trasversale, cioè, lo stesso profilato.

1.8.1. Applicazione del metodo

Il metodo di calcolo è lineare ed elastico con formulazione matriciale. Ogni tirante si inserisce nella matrice di rigidità solamente con il termine relativo alla rigidità assiale (EA/L), che è pari alla metà della rigidità assiale reale del tirante. In tal modo, si ottengono spostamenti nel piano dell'irrigidimento simili a quelli che si otterrebbero se la diagonale compressa fosse stata trascurata nell'analisi matriciale considerando l'area reale della sezione del tirante teso.

Per ciascuna combinazione di ipotesi, si ottengono le azioni interne finali in ogni tirante, e in quelli in cui l'azione assiale risulti essere di compressione si procede nel modo seguente:

- A. Si annulla l'azione assiale del tirante compresso.**
- B. Tale azione assiale si somma all'azione assiale dell'altro tirante che costituisce il telaio irrigidito.**
- C. Con la nuova configurazione di azioni assiali nei tiranti, si procede a ripristinare l'equilibrio nei nodi.**

Poiché il metodo rende compatibili azioni interne e non spostamenti, è importante considerare la restrizione indicata al punto 2 precedente relativa alle rigidità assiali delle sezioni che costituiscono il telaio irrigidito, dato che il metodo presenta maggior esattezza quanto minori sono gli accorciamenti e gli allungamenti relativi delle aste che delimitano la croce di Sant'Andrea. In tutti i casi analizzati da CYPE, le discrepanze tra i risultati ottenuti attraverso questo metodo e quelli ottenuti attraverso un'analisi non lineare sono state trascurabili.

Nella seguente figura si schematizza il processo descritto in precedenza:

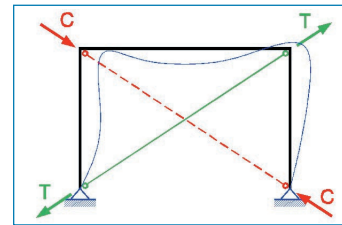


Fig. 1.7

Azioni interne provenienti da ciascuna combinazione oggetto di studio:

T: azione assiale nel tirante teso

C: azione assiale nel tirante compresso

- A. Annullamento dell'azione nel tirante compresso. Assegnazione del valore della compressione al tirante teso.**

Si elimina l'azione assiale nel tirante compresso ($C=0$) e la si somma al tirante teso ($T^* = T + |C|$).

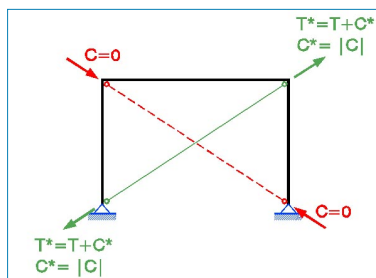


Fig. 1.8

B. Distribuzione (per scomposizione di forze) dell'incremento di azione assiale nel tirante teso (C^*)

L'incremento di azione assiale (C^*) nel tirante si scompone nella direzione delle aste (o reazioni vincolari) che concorrono nei nodi.

$N_1, N_2, N_3, R_{1h}, R_{1v}, R_{2h}, R_{2v}$: azioni interne e reazioni vincolari negli elementi che delimitano l'irrigidimento senza considerare l'incremento di trazione nel tirante teso.

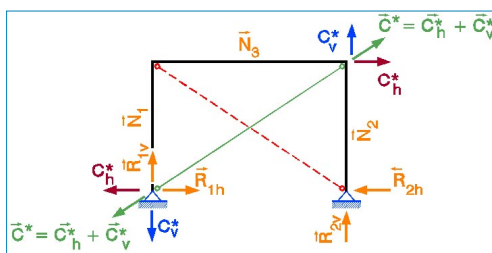


Fig. 1.9

C. Ripristino dell'equilibrio nei nodi estremi dei tiranti. Equilibrio di forze

In ogni asta e vincolo esterno del telaio si esegue la somma vettoriale delle componenti dell'incremento di trazione (di valore assoluto uguale alla compressione nel tirante compresso).

Lo stato finale di azioni interne e reazioni vincolari si illustra nella seguente figura:

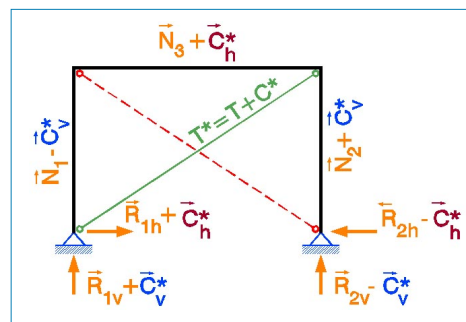


Fig. 1.10

Si possono consultare tali valori in ogni asta o nodo, in base alle ipotesi o alle combinazioni. Ogni ipotesi si tratta come una combinazione unitaria.

1.9. Dimensionamento di unioni a doppio T

Strutture 3D incorpora il calcolo e il dimensionamento di unioni di profilati a doppio T in termini di unioni saldate e bullonate.

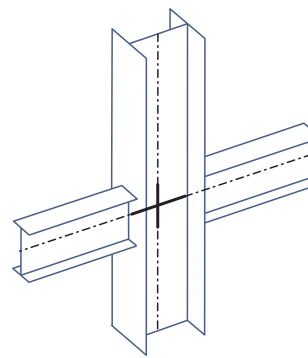


Fig. 1.11

1.9.1. Tipologie di unioni a doppio T

Si mostrato alcune delle tipologie implementate in Strutture 3D. È possibile trovare ulteriori tipologie di unioni a doppio T e più aggiornate consultando il nostro sito web.

Unioni I. Saldate. Capannoni con profilati laminati e saldati a doppio T

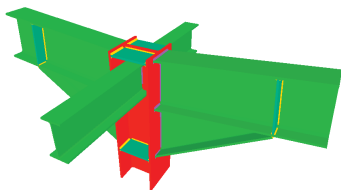


Fig.1.12. Unione saldata di pilastro con due travi incastrate con fazzoletti d'angolo, e con due travi ortogonali incernierate (all'estremo del pilastro)

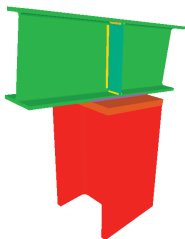


Fig.1.13. Trave passante appoggiata su un pilastro

Unioni II. Bullonate. Capannoni con profilati laminati e saldati a doppio T

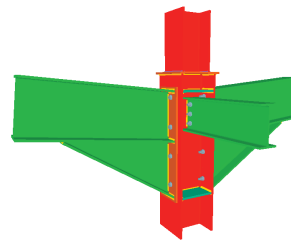


Fig.1.14. Unione bullonata di pilastro con due travi incastrate con fazzoletti d'angolo mediante lamiere frontali, e con una trave ortogonale incernierata mediante lamiera laterale (in corrispondenza della transizione dei pilastri)



Fig.1.15. Unione bullonata al colmo di travi con fazzoletti d'angolo inferiori incastrate tra di loro mediante lamiere frontali tipo flangia

Unioni III. Saldate. Telai per edifici con profilati laminati e saldati a doppio T

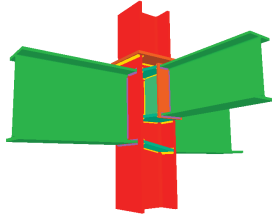


Fig.1.16. Unione saldata di una trave incastrata all'anima del pilastro e di due travi alle ali (in corrispondenza della transizione dei pilastri)

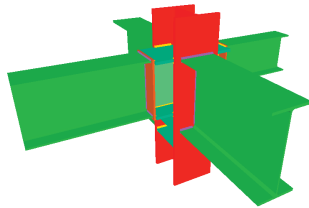


Fig.1.17. Unione saldata di due travi incastrate all'anima del pilastro e di due travi alle ali (pilastro passante)

Unioni IV. Bullonate. Telai per edifici con profilati laminati e saldati a doppio T

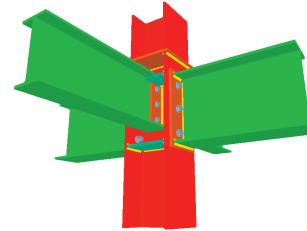


Fig.1.18. Unione bullonata di due travi incastrate alle ali del pilastro mediante lamiere frontali e di due travi ortogonali incernierate mediante lamiere laterali (in corrispondenza della transizione dei pilastri)

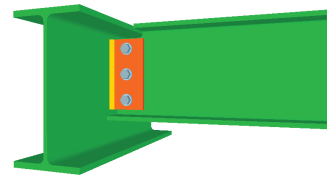


Fig.1.19. Unione bullonata di una trave incernierata a un'altra mediante lamiera laterale

1.9.2. Dimensionamento di unioni a doppio T

Nel momento in cui si calcola una struttura, il programma chiede all'utente se desidera attivare il dimensionamento di unioni saldate o bullonate. Se l'opzione corrispondente non viene attivata, le unioni possono essere dimensionate in seguito al calcolo della struttura tramite l'opzione **Unioni > Calcolare**, facendo mente locale a quanto indicato circa la considerazione della dimensione dei nodi.

Se durante la procedura di calcolo della struttura si rilevano nodi la cui unione è risolta dal programma, significa che quest'ultimo è stato in grado di dimensionare le unioni e fornirà come risultato una relazione e una vista esplosa delle stesse.

**Calcolo delle unioni nei nodi della struttura.
EN 1993-1-8:2005, CTE DB-SE-A e ABNT NBR
8800:2006**

Si dimensionano le unioni saldate e bullonate usando bulloni precaricati e non precaricati.

Si verifica che i profilati degli elementi e le componenti delle unioni (irrigidimenti, bulloni, lamiere, ecc.) non interferiscano tra di loro, che le unioni siano realizzabili nella realtà, che i cordoni di saldatura presentino spazio sufficiente per essere eseguiti e che i bulloni possano essere disposti e serrati.

Il programma dimensiona completamente il nodo considerando le 6 azioni interne in ogni estremo dell'asta che concorre in esso, ottimizzando le componenti sulla base della forma, del comportamento e della geometria del nodo stesso.

Si ricavano disegni esecutivi di dettaglio, elenchi giustificanti le verifiche eseguite ed elenchi di misurazione dettagliati dell'unione e delle sue componenti.

Sono disponibili alcune opzioni per ciascun tipo di bullone, così come per gli irrigidimenti e per le piastre di ancoraggio in fondazione.

Si raggruppano i nodi che possiedono geometria equivalente, profilati e materiali uguali, stessi coefficienti di incastro o rigidità rotazionale che differisca meno di un 10%, e un comportamento simile, semplificando in tal modo l'esecuzione del progetto.

Nel caso di unioni bullonate, si determina la rigidità rotazionale delle unioni dimensionate, e si emette un avviso nel momento in cui la differenza rispetto a quella assegnata sia superiore al 20%. È importante rieseguire il calcolo con le nuove rigidità, nel caso in cui si osservino differenze che non consentano di assicurare la validità dei risultati derivanti dal calcolo.

Verifiche in unioni a doppio T saldate

Si eseguono le seguenti verifiche delle componenti dell'unione:

- Taglio e snellezza del campo formato dall'anima del pilastro. Esso viene rinforzato mediante una lamiera saldata all'anima
- Tensioni combinate in corrispondenza dell'anima del profilato incernierato
- Tensioni combinate in irrigidimenti e lamiere complanari con travi incastrate all'anima del pilastro
- Interazione flessione-taglio in lamiere divisorie con profilati di altezza differente (connessioni, transizioni di pilastri, travi incastrate all'anima)
- Area netta sufficiente per tiranti tondi filettati
- Flessione e punzonamento dell'anima dovute a forze perpendicolari o dell'ala degli elementi di appoggio di profilati incernierati
- Resistenza nei confronti dell'instabilità piana di irrigidimenti

Nei cordoni di saldatura si conducono le seguenti verifiche:

- Spessore minimo degli elementi da saldare
- Lunghezze reale ed effettiva minime assolute e relative in corrispondenza della gola del cordone
- Spessore minimo e massimo ($0.7 t_{\min}$) della gola della saldatura
- Il materiale di apporto deve presentare, almeno, la stessa resistenza degli elementi da collegare
- Angolo minimo e massimo tra le superfici da saldare
- Resistenza dei cordoni: Si calcolano le 3 componenti di tensione nel piano della gola e si verificano le equazioni per tutte le combinazioni di azioni previste dalla norma. In saldature doppie ad angolo, la verifica si esegue in corrispondenza dell'angolo acuto e dell'angolo ottuso

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq K \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$K = 0.90 \text{ (EC3)}$$

$$K = 1.00 \text{ (CTE)}$$

Verifica in unioni a doppio T bullonate

	Verifica	U.IN.F.	U.CE.F.	U.CE.L.
1	Distanze (minime e massime) dei bulloni dai lembi, dagli elementi e tra i bulloni.	x	x	x
2	Trazione dei bulloni (inclusendo forze di leva).	x	x	x
3	Taglio nei bulloni non precaricati e scorrimento allo S.L.U. per bulloni precaricati.	x	x	x
4	Interazione trazione-taglio nei bulloni non precaricati.	x	x	x
5	Schiacciamento dei bulloni e della lamiera.	x	x	x
6	Schiacciamento dei bulloni e dell'anima del profilato incernierato.			x
7	Schiacciamento dei bulloni e dell'ala del profilato di sostegno.	x	x	
8	Punzonamento della lamiera	x	x	x
9	Punzonamento dell'anima del profilato incernierato.			x
10	Punzonamento dell'ala del profilato di sostegno.	x	x	
11	Flessione della lamiera frontale.	x	x	
12	Flessione dell'ala del profilato di sostegno.	x	x	x
13	Flessione dell'anima del profilato di sostegno.			x
14	Flessione dell'anima del profilato incernierato.		x	x
15	Instabilità piana dell'anima del profilato di sostegno.		x	
16	Instabilità piana della lamiera.			x
17	Taglio e snellezza del campo costituito dall'anima del pilastro.	x		
18	Lacerazione della lamiera.		x	x
19	Lacerazione dell'ala del profilato incernierato.			x
20	Trazione dell'ala del profilato saldato alla lamiera.	x		
21	Trazione dell'anima del profilato saldato alla lamiera.	x	x	
22	Trazione dell'anima del profilato o della trave passante.	x	x	
23	Trazione o compressione degli irrigidimenti.	x	x	
24	Compressione con interazione di taglio e torsione dell'ala del profilato saldato alla lamiera.	x		
25	Compressione con interazione di taglio e torsione dell'anima del profilato saldato alla lamiera.	x		
26	Tensioni combinate nell'anima del profilato incernierato.		x	
27	Tensioni combinate nella lamiera.			x
28	Punzonamento dell'anima del profilato di sostegno dovuto alla lamiera.			x
29	Punzonamento dell'ala del profilato di sostegno dovuto alla lamiera.			x
30	Tensioni nelle gole effettive delle saldature. Si tiene in considerazione l'influenza delle trazioni dei bulloni.	x	x	x
31	Capacità di rotazione. Momento resistente $M_{j,Rd}$. Meccanismo critico 1 o 2 (cerniera doppia o semplice).	x		

U.IN.F.: Unione incastrata con lamiera frontale.

U.CE.F.: Unione incernierata con lamiera frontale.

U.CE.L.: Unione incernierata con lamiera laterale.

Esportazione dell'esploso: collegamento tra progetto e fabbricazione

Una volta calcolata la struttura e le unioni presenti al suo interno, è possibile esportare il progetto in Tekla® Structures, in TecnoMetal® 4D e in formato CIS/2, ottenendo una comunicazione diretta tra la fase di progetto e la fase di fabbricazione della struttura.

Piastre di ancoraggio

Mediante il modulo relativo alle unioni saldate si dimensionano le piastre di ancoraggio, gli irrigidimenti, le saldature e i bulloni conformemente alla norma selezionata.

$$\sqrt{\sigma_{\perp} + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

1.9.3. Consultazione di unioni a doppio T

Dopo aver eseguito il calcolo, è possibile visualizzare le unioni risolte dal programma; a tale scopo l'utente deve utilizzare l'opzione **Consultare unioni** dal menu **Unioni**. Una volta attivata, se clicca su di un nodo dimensionato (disegnato in verde) si mostrerà il dettaglio delle unioni.

Se clicca su di un nodo in cui non è stata dimensionata nessuna unione (in rosso), il programma mostrerà un vista 3D con le aste che concorrono nell'unione in modo tale che l'utente possa verificare se esiste qualche interferenza tra di esse che comporta che l'unione non si possa risolvere.

Se clicca su di un nodo che è stato risolto parzialmente (in arancione), compariranno solamente le unioni risolte.

È possibile consultare le linguette corrispondenti:

- **Dettaglio.** È il disegno dettagliato delle unioni dimensionate.

- **Elenco.** È il riepilogo dei calcoli eseguiti e della misurazione delle unioni.
- **Vista 3D.** È una visualizzazione in tre dimensioni del nodo e delle sue unioni.

Nonostante la licenza d'uso non disponga dei moduli relativi alle unioni, il programma consente all'utente di attivare il loro calcolo. Una volta terminato, è possibile visualizzare le viste 3D delle unioni che si potrebbero risolvere con i moduli non acquistati, sebbene non si mostrino né i dettagli, né gli elenchi di verifica e di misurazione di tali unioni. Quando si posiziona il cursore su uno di questi nodi, compare un avviso che indica i moduli non acquistati che potrebbero dimensionare l'unione.

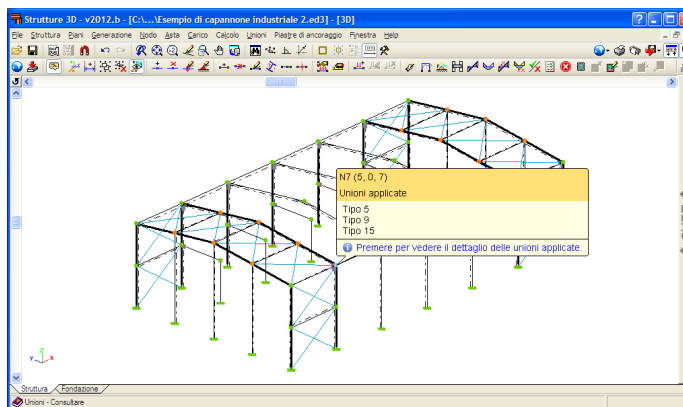


Fig.1.20

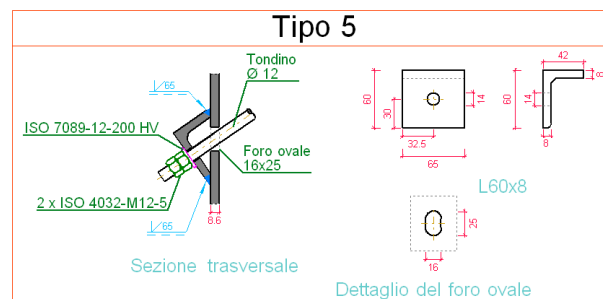


Fig.1.21



1.9.4. Rigidezze rotazionali

Nel calcolo globale della struttura è importante considerare il comportamento delle unioni per ottenere correttamente i diagrammi delle azioni interne, delle tensioni e delle deformazioni.

Per stabilire in quale modo si debba tenere in considerazione l'effetto del comportamento delle unioni nell'analisi della struttura, è necessario eseguire una distinzione tra tre modelli semplificati:

- Appoggi semplici: nei quali si considera che non si trasmettono momenti flettenti
- Continui: in cui è possibile assumere che il comportamento delle unioni non interviene significativamente nell'analisi della struttura
- Semicontinui: nei quali bisogna tenere in considerazione il comportamento dell'unione nell'analisi globale della struttura

Posto che il programma esegue un calcolo elastico della struttura, dai tre modelli precedenti derivano le seguenti relazioni:

	Classificazione delle unioni		
Tipo di modello	Appoggio semplice	Continuo	Semcontinuo
Analisi elastica	Cerniera	Rigida	Semirigida

Nel seguito si analizzano le considerazioni corrispondenti ai tipi di unione semirigida.

1.9.4.1. Diagramma momento-rotazione

È possibile studiare il comportamento delle unioni mediante l'analisi del diagramma caratteristico momento-rotazione, che consente di definire le tre proprietà strutturali principali di un'unione:

- Momento resistente $M_{j,Rd}$: Ordinata massima del diagramma

- Rigidezza rotazionale S_j : è la rigidezza secante per un valore del momento flettente $M_{j,Ed}$ agente, definita fino alla rotazione ϕ_{Xd} corrispondente al punto in cui $M_{j,Ed}$ uguaglia $M_{j,Rd}$
- Capacità rotazionale ϕ_{Cd} : rappresenta la massima rotazione del diagramma momento-rotazione

Nella seguente figura si mostra un diagramma momento-rotazione tipico di un'unione:

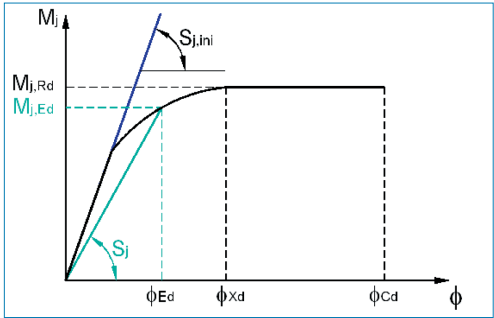


Fig.1.23

Conformemente alla loro rigidezza rotazionale S_j , le unioni si classificano in: cerniere, unioni rigide e unioni semirigide. I limiti tra un tipo e l'altro si mostrano nella figura seguente:

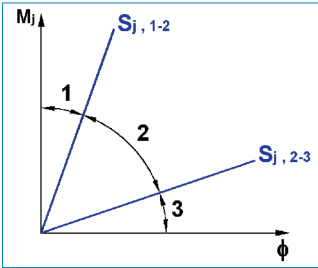


Fig.1.24

Dove:
 Zona 1. Unioni rigide.
 Zona 2. Unioni semirigide
 Zona 3. Unioni incernierate

1.9.4.2. Analisi della rigidità rotazionale delle unioni

Il programma costruisce il diagramma caratteristico momento M_{yy} – rotazione nel piano xz per ogni unione all'estremo dell'elemento per il quale è stato possibile calcolare le rigidità rotazionali data la presenza di componenti deformabili nel nodo.

1.9.4.2.1. Calcolo della rigidità iniziale $S_{j,ini}$

Per azioni assiali che non eccedano il 5% della capacità della sezione trasversale, la rigidità S_j dell'unione per un momento sollecitante $M_{j,Ed}$ può essere ottenuta mediante la seguente espressione:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{k_i}}$$

Dove:

E: Modulo di elasticità dell'acciaio

z: Braccio meccanico dell'unione

k_i : Coefficiente di rigidità per la componente base i-esima

μ : Rapporto tra rigidità:

$$\mu = \frac{S_{j,ini}}{S_j}$$

È possibile determinare il coefficiente μ nel seguente modo:

Per $M_{j,Ed} \leq 2/3 \cdot M_{j,Rd} \rightarrow \mu = 1.00$ (Comportamento elastico)

Per $2/3 \cdot M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$:

$$\mu = \left(1.5 \cdot \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{2.7} \quad (1.00 \leq \mu < 3.00)$$

Per il calcolo della rigidità iniziale dell'unione $S_{j,ini}$ si utilizza il metodo delle componenti, secondo cui:

Per unioni pilastro-trave:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z_{eq}^2}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1}}$$

Per giunzioni e collegamenti in corrispondenza del colmo:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z_{eq}^2}{\frac{1}{k_{eq}}}$$

Dove:

z_{eq} : Braccio meccanico equivalente dell'unione:

$$z_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^{r=n} k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_{r=1}^{r=n} k_{eff,r} \cdot h_r}$$

h_r : Distanza tra la fila r e il centro di compressione (che si considera coincidente con l'ala compressa)

n: Numero di file tese

k_1 : Unioni incastrate di trave all'ala del pilastro: Coefficiente di rigidità dell'anima del pilastro nei confronti del taglio

Unioni incastrate di trave all'anima del pilastro: Coefficiente di rigidità delle ali del pilastro nei confronti del taglio

Unioni incastrate di trave all'anima del pilastro: Coefficiente di rigidità delle ali del pilastro nei confronti del taglio

$$k_1 = \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z_{eq}}$$

A_{vc} : Area resistente a taglio dell'anima del pilastro

β : Coefficiente di distribuzione delle azioni interne, assunto pari a 1.0

k_{eq} : Coefficiente di rigidità equivalente delle file tese dell'unione:

$$k_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^{r=n} k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}}$$

$k_{eff,r}$: Coefficiente di rigidità effettiva della fila r:

Per unioni pilastro-trave:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}$$

Per giunzioni e collegamenti in corrispondenza del colmo:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{2 \cdot k_{10}}}$$

k_3 : Unioni incastrate di trave all'ala del pilastro nei confronti della trazione

Unioni incastrate di trave all'anima del pilastro: Coefficiente di rigidezza della lamiera verticale nei confronti della trazione

$$k_3 = \frac{0.7 \cdot I_{eff,1} \cdot t_{wc}}{d_c}$$

k_4 : Unioni incastrate di trave all'ala del pilastro: Coefficiente di rigidezza dell'ala del pilastro nei confronti della flessione
Unioni incastrate di trave all'anima del pilastro: Coefficiente di rigidezza della lamiera di appoggio nei confronti della flessione

$$k_4 = \frac{0.9 \cdot I_{eff,1} \cdot t_{lc}^3}{m^3}$$

k_5 : Coefficiente di rigidezza della lamiera frontale nei confronti della flessione:

$$k_5 = \frac{0.9 \cdot I_{eff,1} \cdot t_p^3}{m^3}$$

k_{10} : Coefficiente di rigidezza dei bulloni nei confronti della trazione:

$$k_{10} = \frac{1.6 \cdot A_S}{L_b}$$

$I_{eff,1}$: Minor valore della lunghezza efficace della fila di bulloni, considerata individualmente o in gruppi di file

m : Distanza del bullone dalla cerniera plastica che si forma in prossimità della sezione o dell'irrigidimento

d_c : Unioni incastrate di trave all'ala del pilastro: Altezza dell'anima del pilastro

Unioni incastrate di trave all'anima del pilastro: Larghezza della lamiera verticale

t_{wc} : Unioni incastrate di trave all'ala del pilastro: Spessore dell'anima del pilastro

Unioni incastrate di trave all'anima del pilastro: Spessore della lamiera di appoggio

t_p : Spessore della lamiera frontale

A_S : Area resistente a trazione dei bulloni

L_b : Lunghezza di prolungamento del bullone

1.9.4.2.2. Calcolo del momento resistente plastico $M_{j,Rd}$

Il momento resistente plastico dell'unione $M_{j,Rd}$ si ottiene nel modo seguente:

- Si calcola la resistenza minima della zona tesa, per la quale si ottiene la resistenza a trazione di ogni fila di bulloni a partire dalla fila più lontana dal centro di compressione, che si ipotizza coincidere con il centro dell'ala compressa del profilato da collegare. Per la resistenza di ogni fila di bulloni si assume il minore tra i seguenti valori:
 - la resistenza dell'anima del pilastro a trazione (unioni incastrate di trave all'ala del pilastro)
 - la resistenza della lamiera verticale a trazione (unioni incastrate di trave all'ala del pilastro)
 - la resistenza dell'anima della trave a trazione
 - la resistenza dell'ala del pilastro a flessione (unioni incastrate di trave all'ala del pilastro)
 - la resistenza della lamiera di appoggio a flessione (unioni incastrate di trave all'anima del pilastro)
 - la resistenza della lamiera frontale a flessione
 - la resistenza dei bulloni a trazione
- Si calcola la resistenza minima della zona compressa, per la quale si adotta il minore tra i seguenti valori:
 - la resistenza a compressione degli irrigidimenti (unioni pilastro-trave con irrigidimenti)
 - la resistenza a compressione dell'anima del pilastro (unioni pilastro-trave senza irrigidimenti)
 - la resistenza a compressione dell'ala del profilato
- Si calcola la resistenza dell'anima del pilastro a taglio (unioni pilastro-trave)
- Si calcola la forza massima ammissibile dell'insieme come il valore minimo tra:
 - la resistenza minima della sezione tesa
 - la resistenza minima della zona compressa
 - la resistenza dell'anima del pilastro a taglio

- e) Tale forza massima si ripartisce tra le file tese, a partire dalla fila più lontana dal centro di compressione, in modo tale che la forza assegnata a ciascuna fila $F_{T,Ed,i}$ non ecceda la capacità calcolata precedentemente
- f) Si determina il momento resistente dell'unione $M_{j,Rd}$ mediante la seguente espressione:

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{T,Ed,i}$$

Dove:

h_i : Distanza tra la fila di bulloni con indice i e il centro di compressione

$F_{T,Ed,i}$: Azione di trazione nella fila i -esima

n : Numero di file di bulloni situate nella zona tesa dell'unione

1.9.4.2.3. Rappresentazione del diagramma momento-rotazione

Sulla base della rigidezza iniziale $S_{j,ini}$ e del momento resistente $M_{j,Rd}$ calcolati sia nel campo dei valori positivi che nel campo dei valori negativi e sulla base delle azioni interne agenti agli estremi dell'elemento, si disegna il diagramma momento-rotazione dell'unione, la cui rappresentazione (curva A) si mostra nella seguente figura:

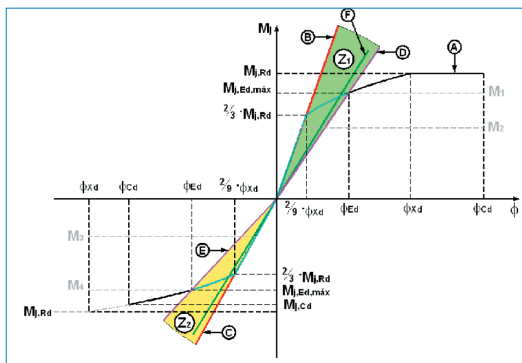


Fig.1.25

È possibile distinguere i dati seguenti nel diagramma:

- a) Punti caratteristici del diagramma A:

$M_{j,Rd}$: Momento resistente plastico dell'unione

$2/3 \cdot M_{j,Rd}$: Momento resistente elastico dell'unione

$M_{j,Cd}$: Momento resistente corrispondente alla capacità di rotazione dell'unione ϕ_{Cd}

$M_{j,Ed,max}$: Momento sollecitante massimo di tutte le combinazioni (con o senza sisma)

ϕ_{Xd} : Rotazione corrispondente al momento resistente plastico

$2/9 \cdot \phi_{Xd}$: Rotazione corrispondente al momento resistente elastico

ϕ_{Cd} : Capacità di rotazione dell'unione

Quando la rotazione ϕ_{Cd} è minore di ϕ_{Xd} , il diagramma A si interrompe nel punto corrispondente ($M_{j,Cd}$; ϕ_{Cd}), dato che l'unione non potrà raggiungere la rotazione ϕ_{Xd} per il momento resistente $M_{j,Rd}$.

- b) Rette:

B: Retta la cui pendenza è la rigidezza rotazionale corrispondente al minor momento positivo agente

C: Retta la cui pendenza coincide con la rigidezza rotazionale corrispondente al minor momento negativo agente

D: Retta la cui pendenza è la rigidezza rotazionale corrispondente al maggior momento positivo agente

E: Retta la cui pendenza coincide con la rigidezza rotazionale corrispondente al maggior momento negativo agente

F: Retta la cui pendenza è la rigidezza rotazionale utilizzata nel calcolo della struttura

Si indicano inoltre le rette la cui pendenza coincide con la rigidezza rotazionale iniziale sia per momenti positivi che per momenti negativi

c) Zone:

Z_1 : Zona che include i valori della rigidezza rotazionale per il range di momenti positivi sollecitanti

Z_2 : Zona che include i valori della rigidezza rotazionale per il range di momenti negativi sollecitanti

Inoltre, si indicano le rette la cui pendenza è la rigidezza rotazionale iniziale sia per momenti positivi sia per quelli negativi

1.9.4.2.4. Applicazione del diagramma momento-rotazione

Rigidezza rotazionale nel piano xz dell'unione

Il programma propone di adottare un valore per la rigidezza rotazionale uguale al minore tra quelli corrispondenti alle rette D ed E della figura precedente.

Quando, in corrispondenza dell'estremo dell'elemento, esiste un'interazione significativa del momento M_{yy} con le azioni interne assiali e/o con i momenti flettenti M_{zz} (piano xy dell'unione), questo tipo di analisi della rigidezza perde di esattezza; il programma genera quindi un avviso relativamente a tale situazione se non si soddisfa la condizione:

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.05$$

dove:

$M_{z,Ed}$: Momento M_{zz} sollecitante

$M_{z,pl,Ed}$: Momento resistente plastico del profilato

N_{Ed} : Azione assiale sollecitante

$N_{pl,Rd}$: Azione assiale resistente plastica del profilato

Rigidezza rotazionale nel piano xy dell'unione

Tenendo in considerazione che i momenti M_{zz} agenti su di un'unione sono abitualmente trascurabili nei confronti di quelli M_{yy} , il programma fornisce il valore della rigidezza

rotazionale corrispondente alla rigidezza rotazionale iniziale $S_{j,ini}$ del piano xy, calcolata in modo simile a quella per il piano xz.

1.9.5. Cause per cui non è stata dimensionata un'unione

Se il programma non dimensiona un'unione, ciò può essere dovuto al fatto che si verifica una delle seguenti circostanze:

a. Incastro di un profilato nell'anima di un altro

Nel caso in cui si provi a incastrare un profilato nell'anima di un altro, non si potrà risolvere l'unione. Si devono sempre incernierare gli estremi di aste che sono uniti all'anima di un'altra asta.

b. Interferenza tra profilati

Se le ali del profilato che si uniscono all'anima di un altro profilato interferiscono con quelle di quest'ultimo, il programma non potrà risolvere l'unione.

c. Interferenza tra profilati e irrigidimenti

Nel caso in cui il profilato che si unisce all'anima di un altro interferisca con gli irrigidimenti che il programma ha disposto per garantire l'incastro di aste che concorrono nel piano ortogonale.

d. Spessore dell'elemento

Nel caso in cui lo spessore di gola del cordone di saldatura necessario sia maggiore di 0.7 volte lo spessore dell'elemento che collega.

e. Ortogonalità

Nel caso in cui i piani contenenti l'anima delle aste non siano gli stessi, o non siano perpendicolari tra di loro, il programma non risolverà l'unione.

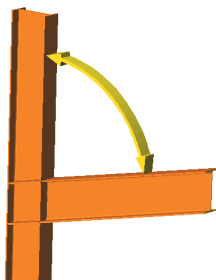


Fig. 1.26

f. Travature reticolari

Se il nodo presenta una configurazione geometrica di aste per la quale non è possibile applicare le formule di resistenza contemplate nella norma.

1.10. Dimensionamento di unioni tubolari

1.10.1. Tipologie di unioni tubolari

Si mostrano alcune delle tipologie implementate in Strutture 3D. È possibile trovare ulteriori tipologie di unioni tubolari e più aggiornate consultando il nostro sito web.

Unioni V: Travature reticolari piane con profilati tubolari

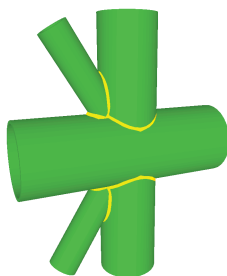


Fig. 1.27. Nodo doppio K con sovrapposizione

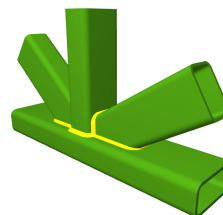


Fig. 1.28. Unione KT con sovrapposizione

1.10.2. Verifiche

Si eseguono due gruppi di verifiche: uno rappresentato dalle verifiche geometriche richieste dalla norma affinché si possano applicare le procedure di calcolo, e l'altro rappresentato dalle verifiche di resistenza.

Le verifiche geometriche che si eseguono in unioni con profilati tubolari a sezione circolare sono:

- Per i cordoni:
 1. Tensione di snervamento massima
 2. Rapporto tra il diametro del cordone e il suo spessore
 3. Classe della sezione (per cordoni compressi)
 4. Spessore minimo e massimo del cordone
- Per le aste:
 1. Tensione di snervamento massima
 2. Rapporto tra il diametro dell'asta e il suo spessore
 3. Classe della sezione (per elementi compressi)
 4. Spessore minimo e massimo dell'asta
 5. Angolo minimo tra le aste e il cordone
 6. Rapporto tra il diametro dell'asta e il diametro del cordone
 7. Spaziatura minima tra aste
 8. Sovrapposizione minima tra aste

Le verifiche di resistenza che si eseguono in unioni con profilati tubolari a sezione circolare sono:

1. Plasticizzazione della faccia del cordone
2. Punzonamento per taglio della faccia del cordone
3. Interazione tra azione assiale e momenti flettenti
4. Interazione tra azione assiale e taglio nel cordone
5. Taglio nella faccia del cordone nel caso di aste sovrapposte
6. Si verifica l'asta sovrapposta come se fosse il cordone dell'asta che si sovrappone (per sovrapposizione superiore alla sovrapposizione limite indicata nella norma)
7. Plasticizzazione locale dell'asta che si sovrappone.

Saldature:

I cordoni di saldatura si dimensionano affinché presentino, almeno, la minor resistenza delle aste da collegare.

1.11. Travi miste

Il calcolo e il dimensionamento delle travi miste si esegue secondo la UNE ENV1994-1-1: Giugno 1995 – Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici.

È possibile inserire profilati in acciaio a doppio T con soletta collaborante in calcestruzzo al di sotto del solaio mediante l'utilizzo di connettori.

Per quanto riguarda il calcolo, bisogna definire la larghezza della soletta in calcestruzzo, che influisce nella determinazione del peso. È inoltre necessario indicare la larghezza effettiva della soletta collaborante per poter eseguire il dimensionamento a flessione e per determinare la sua rigidità.

Si assume l'esistenza di connettori. Se non è possibile fornire il numero adeguato di connettori, si può stabilire una connessione parziale mediante un coefficiente il cui valore è compreso tra 0 e 1 (1 indica collaborazione totale).

Inoltre, viene chiesto all'utente il coefficiente di scorrimento viscoso per determinare il coefficiente di omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo della sezione mista, al fine di tenere in considerazione la durata di applicazione dei carichi.

Per il dimensionamento del profilato in acciaio selezionato e della soletta in calcestruzzo, si utilizzano le norme corrispondenti relative a tali materiali, conformemente ai criteri indicati dall'Eurocodice 4.

1.12. Resistenza al fuoco in Strutture 3D

1.12.1. Caratteristiche generali

Mediante il modulo Verifica di resistenza al fuoco (disponibile anche in CYPECAD), Strutture 3D esegue la verifica della resistenza al fuoco e dimensiona, conformemente alla norma selezionata, il rivestimento protettivo degli elementi strutturali in acciaio facenti parte del progetto.

La verifica della resistenza al fuoco per elementi strutturali in legno viene eseguita dal modulo Profilati in legno (comune a Strutture 3D e Strutture 3D integrate di CYPECAD). Tale modulo dimensiona le sezioni in legno nei confronti dell'azione del fuoco affinché soddisfino le prescrizioni contemplate dalla norma selezionata.

1.12.2. Selezione della normativa

Per quanto riguarda l'acciaio laminato e sagomato, se è stata selezionata la norma CTE DB-SE A (Spagna), si applica la norma CTE DB-SI 6 per la verifica di resistenza al fuoco degli elementi strutturali in acciaio laminato e sagomato. Per quanto concerne gli Eurocodici 3 e 4, e i loro corrispondenti Documenti Nazionali di Applicazione per Francia e Portogallo – Eurocodice 3 e 4 (Francia) e Eurocodice 3 e 4 (Portogallo) – si applicano le prescrizioni dell'Eurocodice. Per il momento, per il resto delle norme relative all'acciaio laminato e sagomato non si esegue, nella versione corrente, la verifica della resistenza al fuoco di questi elementi.

Nuove norme vengono costantemente implementate all'interno del programma.

La invitiamo a consultare la lista delle norme nazionali e internazionali in costante aggiornamento alla pagina <http://normativa.cype.it/>.

Per attivare la verifica di resistenza al fuoco in Strutture 3D bisogna cliccare sulle opzioni **Profilati in acciaio** e/o **Profilati in legno** del menu **Struttura**.

Il modulo Verifica di resistenza al fuoco esegue le seguenti verifiche:

- Per le aste con rivestimenti protettivi definiti, il programma dimensionerà il loro spessore minimo necessario in modo tale che soddisfi i requisiti previsti dalla norma selezionata
- Per le aste in cui non è stato definito il rivestimento protettivo, il programma verifica tale elemento con i dati assegnati relativi alla resistenza al fuoco
- Se a un elemento strutturale è assegnato un rivestimento e il programma verifica che questo non sia necessario per soddisfare le esigenze della norma utilizzata, il programma emette un avviso circa tale situazione e considera uno spessore minimo del rivestimento per ragioni costruttive

1.13. Fondazioni isolate

Nel seguente paragrafo si indicano le considerazioni generali assunte per la verifica e il dimensionamento degli elementi di fondazione definiti in **Strutture 3D** sotto elementi di appoggio verticali della struttura.

Questi ultimi possono essere dimensionati contemporaneamente al resto della struttura o in modo indipendente. Se dimensionati indipendentemente, si ricorda all'utente che le modifiche eseguite sulla struttura possono danneggiare la fondazione.

Si può inoltre utilizzare come un editor, per cui è possibile inserire elementi di fondazione non calcolati, e ottenere disegni esecutivi ed elenchi di misurazioni.

1.13.1. Plinti isolati

Strutture 3D esegue il calcolo di plinti in calcestruzzo armato e non armato. Le tipologie di plinti contemplate nel programma sono:

- Plinti ad altezza costante
- Plinti piramidali o ad altezza variabile

In pianta si classificano in:

- Quadrati
- Rettangolari centrati
- Rettangolari eccentrici (caso particolare: plinti zoppi e plinti d'angolo)

I carichi trasmessi dagli elementi di appoggio si trasportano al centro del plinto, ottenendo la loro risultante. Le azioni interne trasmesse possono essere:

N: azione assiale
 M_x : momento x
 M_y : momento y
 Q_x : taglio x
 Q_y : taglio y
 T: momento torcente

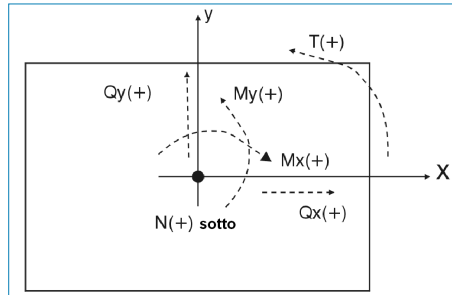


Fig. 1.29

Le ipotesi considerate possono essere: Peso proprio, Carico di esercizio, Vento, Neve e Sisma.

Gli stati da verificare sono:

- Tensioni sul terreno
- Equilibrio
- Calcestruzzo (flessione e taglio)

È possibile eseguire un dimensionamento a partire dalle dimensioni di default definite nelle opzioni del programma o dalle dimensioni inserite dall'utente.

Inoltre, si può ricavare l'armatura a partire da una configurazione geometrica specifica.

La verifica consiste nell'assicurarsi che la geometria e l'armatura del plinto soddisfino i requisiti previsti dalla norma.

Tensioni sul terreno

Si ipotizza un diagramma di deformazione piana per il plinto, pertanto, in funzione delle azioni interne, si otterranno dei diagrammi di tensioni sul terreno con andamento trapezoidale. Non sono consentite trazioni, per cui, quando la risultante fuoriesce dal nocciolo centrale d'inerzia, compariranno zone prive di tensione.

La risultante deve rimanere all'interno del plinto; se ciò non si verifica, non c'è equilibrio. Si considera il peso proprio del plinto.

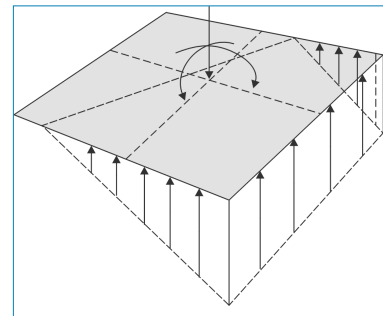


Fig.1.30

Il programma verifica che:

- La tensione principale non ecceda quella ammissibile del terreno.
- La tensione massima in corrispondenza dei bordi non ecceda di uno dei seguenti valori % quella media in funzione del tipo di combinazione:
 - Gravitazionale: 25%
 - Con vento: 33%
 - Con sisma: 50%

Questi valori sono opzionali e possono essere modificati.

Stati di equilibrio

Applicando le combinazioni relative agli stati limite corrispondenti, si verifica che la risultante rimanga all'interno del plinto.

L'eccesso rispetto al coefficiente di sicurezza si esprime mediante il concetto 'percentuale di riserva di sicurezza':

$$\left(\frac{0.5 \cdot \text{larghezza plinto}}{\text{eccentricità risultante}} - 1 \right) \cdot 100$$

Se il suo valore è nullo, l'equilibrio è limitato, mentre se è elevato indica che ci si trova a favore di sicurezza per quanto concerne l'equilibrio.

Stati del calcestruzzo

Si verificano la flessione nel plinto e le tensioni tangenziali.

Momenti flettenti

Nel caso di un unico pilastro, la verifica si esegue usando una sezione di riferimento situata a una distanza pari a 0.15 volte la larghezza del pilastro verso l'interno del pilastro stesso.

La verifica viene condotta in entrambe le direzioni x e y, con pilastri in acciaio e piastre di ancoraggio, in corrispondenza del punto medio tra la piastra di ancoraggio e il profilato in acciaio.

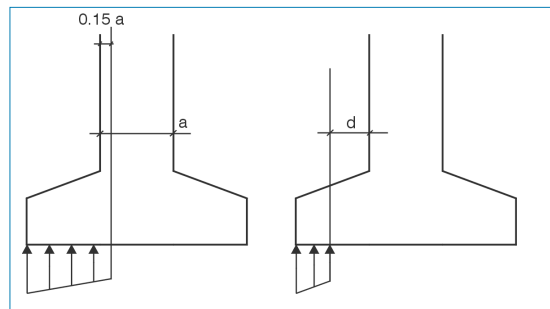


Fig. 1.31

Tagli

La sezione di riferimento è situata a una distanza uguale all'altezza utile dai bordi dell'elemento di appoggio. In presenza di più elementi di appoggio, le sezioni di riferimento possono sovrapporsi in quanto risultano essere molto prossime; in tal caso il programma emette un avviso.

Ancoraggio delle armature

Si verifica l'ancoraggio agli estremi delle armature realizzando la piega corrispondente a seconda del caso e della posizione.

Altezze minime

Si verifica l'altezza minima specificata dalla norma.

Interferro

Si verificano gli interferri minimi stabiliti dalla norma; in fase di dimensionamento, si assume un valore minimo pari a 10 cm.

Rapporti minimi e massimi di armatura

Si verifica il soddisfacimento dei rapporti minimi di armatura, meccanici e geometrici, specificati dalla norma.

Diametri minimi

Il programma verifica che i diametri minimi siano almeno quelli indicati all'interno della norma.

Dimensionamento

Quando si esegue il dimensionamento a flessione, il programma fornisce altezze del calcestruzzo tali che non risulti necessario disporre armatura a compressione.

Analogamente, quando si esegue il dimensionamento a taglio, il programma fornisce altezze del calcestruzzo tali che non risulti necessario disporre armatura trasversale.

Verifica a compressione obliqua

Si esegue in corrispondenza del bordo dell'elemento di appoggio. Il programma non consente di eccedere la tensione nel calcestruzzo dovuta a rottura per compressione obliqua. A seconda del tipo di elemento di appoggio, l'azione assiale dell'elemento di appoggio viene moltiplicata per i seguenti valori:

- Elementi di appoggio interni: 1.15
- Elementi di appoggio zoppi: 1.4
- Elementi di appoggio d'angolo: 1.5

I plinti si dimensionano sempre come elementi rigidi; ad ogni modo, il programma emette un avviso solamente nel caso in cui il rapporto aggetto/altezza sia minore di 2.

Sono disponibili alcune opzioni di dimensionamento che consentono all'utente di definire la modalità di crescita del plinto, o di poter determinare una lunghezza specifica a seconda del plinto considerato. Logicamente, i risultati varieranno a seconda dell'opzione selezionata.

Quando il diagramma delle tensioni non è distribuito su tutto il plinto, possono nascere trazioni lungo la faccia superiore dovute al peso della parte aggettante del plinto; in tal caso, se necessario, si dispone un'armatura superiore. L'utente può inoltre scegliere opzionalmente di non disporre armatura superiore se il dimensionamento è soddisfatto con un plinto in calcestruzzo non armato.

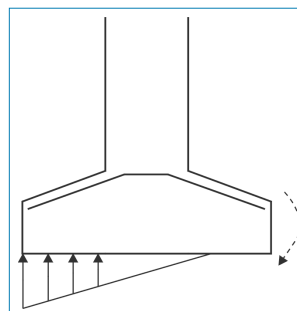


Fig. 1.32

1.13.2. Plinti su pali

Il programma esegue il calcolo di plinti in calcestruzzo armato su pali di sezione quadrata o circolare; le tipologie di plinti su pali sono le seguenti:

- (A) Plinto su 1 palo
- (B) Plinto su 2 pali
- (C) Plinto su 3 pali
- (D) Plinto su 4 pali

- (B) Plinto lineare. È possibile scegliere il numero di pali (3 di default)
- (D) Plinto rettangolare. L'utente può definire il numero di pali (9 di default)
- (D) Plinto rettangolare su 5 pali (uno dei quali centrale)
- (C) Plinto pentagonale su 5 pali
- (C) Plinto pentagonale su 6 pali
- (C) Plinto esagonale su 6 pali
- (C) Plinto esagonale su 7 pali (uno dei quali centrale)

Criteri di calcolo

I plinti su pali di tipo A si basano su un modello costituito da carichi concentrati. Si armano mediante staffe verticali e orizzontali (è possibile opzionalmente disporre staffe diagonali).

I plinti su pali di tipo B si basano su modelli di bielle e tiranti. Sono armati come travi, con armatura longitudinale inferiore, superiore e di pelle, e armatura trasversale (staffe verticali).

Anche i plinti su pali di tipo C si basano su modelli di bielle e tiranti. Si armano mediante travi laterali, diagonali, griglie di armatura inferiori e superiori, e armatura perimetrale di confinamento.

I plinti su pali di tipo D si basano su modelli di bielle e tiranti. È possibile armarli mediante travi laterali, diagonali (ad eccezione del plinto rettangolare su pali) e griglie di armatura inferiori e superiori.

Tutte le tipologie di plinti su pali possono essere verificate e dimensionate; la verifica consiste nel garantire che, con le dimensioni e le armature date, siano soddisfatti i requisiti geometrici e meccanici previsti dalla norma. Il dimensionamento viene eseguito sulla base dei carichi inseriti, e, a

partire da determinate dimensioni minime assunte dal programma (dimensionamento completo) o da alcune dimensioni iniziali fornite dall'utente (dimensioni minime) si ricavano, se possibile, la geometria e le armature conformemente alla norma selezionata e alle opzioni definite.

Poiché la norma Spagnola (EHE e CTE DB-SE-C) è quella che fornisce maggiori informazioni relativamente al calcolo di plinti su pali, essa viene adottata come norma base per il loro dimensionamento (sono considerati sempre come elementi rigidi). Dove possibile, per altre norme quali la ACI-318/95, la CIRSOC, la NB-1, la EH-91, si è fatto riferimento a bibliografie tecniche quali quelle contenute nel libro 'Strutture di fondazione' di Marcelo da Cunha Moraes, e a criteri di **CYPE**. Negli elenchi di verifica si fa riferimento alla norma e agli articoli applicati.

Convenzione di segni

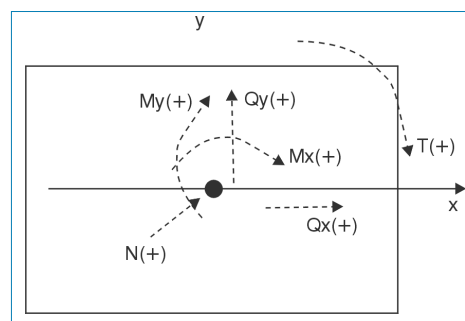


Fig.1.33

Considerazioni relative al calcolo e alla geometria

Nel momento in cui si definisce un plinto su pali, è necessario specificare la tipologia, il numero e la posizione di questi ultimi. Bisogna inoltre definire la capacità portante del palo, cioè il carico in fase di servizio che lo stesso è in grado di sopportare (senza amplificazioni).

Si calcola dapprima il carico agente sui pali, ottenuto considerando il peso proprio del plinto e le azioni esterne; applicando la formula classica di Navier:

$$P_i = \frac{N}{n^{\circ} \text{pali}} + M_x \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} - M_y \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2}$$

con le combinazioni di tensioni agenti sul terreno.

Il programma paragona il palo maggiormente caricato con la sua capacità portante e, se quest'ultima viene superata, emette un avviso.

Quando si inserisce un palo, il programma chiede di specificare la distanza minima tra pali; questo dato deve essere fornito dall'utente (il valore di default è pari a 1.00 m) a seconda del tipo di palo, di diametro, di terreno, ecc.

Nel momento in cui si definisce un plinto su più pali, bisogna specificare le distanze tra gli assi dei pali (pari a 1.00 m di default); si verifica inoltre che esse siano superiori alla distanza minima.

La verifica e il dimensionamento di pali si basano sul massimo carico agente sul palo maggiormente caricato dopo aver applicato le combinazioni selezionate relative al Calcestruzzo per tutte le ipotesi di carico definite.

Se l'utente desidera che tutti i plinti su pali di una stessa tipologia presentino la stessa geometria e armatura, è disponibile un'opzione all'interno di quelle relative ai plinti su pali (**Carichi per palo**) con cui questi ultimi possono essere ridotti a un unico tipo; in tal modo è possibile dimensionare il plinto su pali sulla base della capacità portante del palo stesso.

In questo caso, l'utente deve inserire un coefficiente di amplificazione della capacità portante (coefficiente di sicurezza da considerare come un'ulteriore combinazione) definito **Coefficiente di Utilizzo del Palo** (pari a 1.5 di default).

Se non si desidera tenere in considerazione l'intera capacità portante del palo, è possibile considerare solamente una percentuale della stessa, denominata 'Frazione di carico', variabile tra 0 e 1 (pari a 1 di default).

In questo caso, il programma determinerà il massimo tra il valore precedente, funzione della capacità portante, e il massimo dei pali dovuto ai carichi esterni applicati.

Questa è una pratica comune in alcune zone e paesi, in quanto consente di ricavare un unico plinto su pali per ciascun diametro e numero di pali, semplificando notevolmente l'esecuzione. Tale opzione è disattivata di default e deve essere attivata dall'utente.

Per quanto riguarda le azioni interne, si eseguono le seguenti verifiche:

- Avviso relativo a trazioni nei pali: trazione massima $\geq 10\%$ compressione massima
- Avviso relativo a momenti flettenti: sarà necessario disporre travi di collegamento (plinti su pali di tipo A e B)
- Avviso relativo alla presenza di tagli eccessivi: se in alcune combinazioni il taglio eccede il 3% dell'azione assiale con vento, o in altre combinazioni in cui potrebbe essere necessario disporre pali inclinati
- Avviso relativo a momenti torcenti, se questi sono stati definiti nei carichi

Se si inseriscono travi di collegamento, esse assorbiranno i momenti nella direzione in cui agiscono. In plinti su un unico palo sono sempre necessarie in entrambe le direzioni; in plinti su due pali e in plinti su pali lineari sono necessarie nella direzione perpendicolare alla linea dei pali. In questi casi, la trave di collegamento si dimensiona per un momento aggiuntivo pari al 10% dell'azione assiale.

Il programma non considera nessuna eccentricità minima o costruttiva –per plinti su 3 o più pali–, sebbene sia comune considerarla per evitare tracciamenti non corretti dei pali o del plinto su pali.

L'utente può incrementare i momenti della quantità $0.10 \times N$ nelle ipotesi di carichi corrispondenti se lo ritiene necessario e se possibile, oppure controllare i carichi sui pali e la loro riserva di carico.

Se agirà più di una trave di collegamento nella stessa direzione, il momento si ripartirà proporzionalmente alle loro rigidità.

Le verifiche eseguite dal programma sono:

- **Verifiche generali:**

- Avviso relativo al fatto che non sono stati definiti elementi di appoggio
- Aggetto minimo dal perimetro del palo
- Aggetto minimo dall'asse del palo
- Aggetto minimo dal pilastro
- Larghezza minima del palo
- Capacità portante del palo

- **Verifiche specifiche:**

Per ciascun tipo di plinti su pali, si eseguono le verifiche geometriche e meccaniche previste dalla norma.

La invitiamo a sviluppare un esempio relativo a ciascun tipo e a ricavare i corrispondenti elenchi, in cui vengono illustrati i riepiloghi delle verifiche eseguite dal programma, gli avvisi emessi, i riferimenti agli articoli della norma e i criteri utilizzati dal programma.

Per quanto riguarda i plinti su pali, è possibile ottenere elenchi circa i dati inseriti, elenchi di misurazione, tabelle di pali ed elenchi di verifica.

Relativamente ai disegni esecutivi, è possibile ricavare graficamente la geometria e le armature, così come tabelle di misurazione e di riepilogo.

1.13.3. Piastre di ancoraggio

Quando si verifica una piastra di ancoraggio, il programma considera la piastra rigida conformemente all'ipotesi di Bernoulli; ciò implica che essa rimanga piana quando è sottoposta ai carichi applicati, in modo tale da poter trascurare qualsiasi deformazione che può nascere e da non danneggiare la ripartizione dei carichi stessi. Per soddisfare questi requisiti, la piastra di ancoraggio deve essere simmetrica (spessore minimo a seconda della sua lunghezza).

Al fine di garantire la validità di una piastra di ancoraggio, le verifiche si dividono in tre gruppi, a seconda dell'elemento verificato: calcestruzzo costituente la fondazione, bulloni di ancoraggio e piastra stessa con i suoi irrigidimenti (nel caso in cui siano stati definiti).

1. Verifica del calcestruzzo. Consiste nel verificare che non si ecceda la tensione ammissibile del calcestruzzo nel punto maggiormente compresso al di sotto della piastra. Il metodo usato è quello delle tensioni ammissibili, ipotizzando una distribuzione triangolare di tensioni sul calcestruzzo che possono essere unicamente di compressione. La verifica del calcestruzzo si esegue solo quando la piastra è appoggiata sullo stesso, e non presenta uno stato di trazione semplice o composta. Inoltre, si trascura l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra di ancoraggio, cioè, la resistenza a taglio e a torsione si affida esclusivamente ai bulloni.

2. Verifiche dei bulloni. Ogni bullone risulta sottoposto, nel caso più generale, a un'azione assiale e a un taglio; ciascuna azione è valutata in modo indipendente. Il programma considera che in piastre di ancoraggio appoggiate direttamente sulla fondazione, i bulloni lavorino solamente a trazione. Nel caso in cui la piastra si trovi a una certa di-

stanza dalla parte superiore dell'elemento di fondazione, i bulloni potranno lavorare a compressione, eseguendo la corrispondente verifica nei confronti dell'instabilità (si assume il modello di trave incastrata ai suoi estremi, con possibilità di scorrimento relativo degli appoggi normale alla direttrice: $b = 1$) e del trasferimento delle azioni interne alla fondazione (compare flessione dovuta ai tagli agenti sul profilato). Il programma esegue tre gruppi di verifiche su ciascun bullone:

Tensione nel gambo. Consiste nel verificare che la tensione non ecceda la resistenza di calcolo del bullone.

Verifica del calcestruzzo circostante. Un'ulteriore causa della rottura del gambo di un bullone è rappresentata dalla rottura del calcestruzzo che lo circonda, imputabile, a sua volta, a uno dei seguenti motivi:

- Scorrimento per perdita di aderenza
- Strappo dovuto al cono di frattura
- Rottura per taglio (concentrazione di tensioni)

Per poter calcolare il cono di frattura per ciascun bullone, il programma assume una serie di linee con vertice comune che formano un angolo pari a 45° con l'asse di simmetria rotazionale. Considera inoltre la riduzione dell'area effettiva all'interno del cono di frattura in questione, a causa della presenza di altri bulloni vicini.

Non si considerano i seguenti effetti, la cui comparsa deve essere verificata dall'utente:

- Bulloni molto prossimi al bordo della fondazione. Nessun bullone deve trovarsi a meno di una distanza pari alla loro lunghezza di ancoraggio dal bordo della fondazione, dato che, in caso contrario, si ridurrebbe l'area effettiva del cono di frattura e, inoltre, nascerebbe un ulteriore meccanismo di rottura laterale per taglio non contemplato dal programma.

- Spessore ridotto della fondazione. Il programma non contempla l'effetto della frattura globale del cono che nasce quando ci sono più bulloni raggruppati e quando lo spessore del calcestruzzo è piccolo.
- Il programma non contempla la possibilità di impiegare bulloni passanti, dato che non esegue le verifiche necessarie in questo caso (tensioni sull'altra faccia del calcestruzzo).

Schiacciamento della piastra. Il programma verifica inoltre che, in ciascun bullone, non si ecceda il taglio che lo schiacciamento della piastra produrrebbe contro il bullone.

1.13.4. Plinti in calcestruzzo non armato

I plinti in calcestruzzo non armato sono quelli nei quali le azioni interne allo stato limite ultimo sono assorbite esclusivamente dal calcestruzzo.

Il programma consente di disporre griglie di armatura nei plinti, sebbene si dovesse assumere l'elemento nella sua globalità come un elemento debolmente armato, in cui la funzione dell'armatura è realmente quella di limitare qualsiasi fessurazione imputabile al ritiro e alla contrazione termica, ma non quella di contribuire a incrementare la sua resistenza alle azioni.

A questo punto, è importante evidenziare che, contrariamente all'opinione abbastanza diffusa, le strutture in calcestruzzo non armato richiedono un'attenzione particolare per quanto riguarda il loro dimensionamento e la loro esecuzione, rispetto a quelle in calcestruzzo armato o precompresso.

In questa memoria di calcolo si esaminano le differenze significative tra plinti in calcestruzzo non armato e plinti in calcestruzzo armato. Per opzioni comuni a entrambi i tipi, l'utente può fare riferimento alla sezione relativa a plinti in calcestruzzo armato.

1.13.4.1. Calcolo di plinti come solidi rigidi

Il dimensionamento di plinti isolati come solidi rigidi presuppone due verifiche:

- Verifica a ribaltamento
- Verifica delle tensioni sul terreno

Queste due verifiche sono identiche a quelle che si eseguono nei plinti in calcestruzzo armato, e sono specificate nei loro rispettivi capitoli.

1.13.4.2. Calcolo di plinti come strutture in calcestruzzo non armato

In questa sezione si evidenziano le differenze fondamentali tra plinti in calcestruzzo armato e plinti in calcestruzzo non armato. In seguito si illustrano le tre verifiche che si eseguono per il dimensionamento strutturale dei plinti in calcestruzzo non armato.

Verifica a flessione

Le sezioni di riferimento che si utilizzano per il calcolo a flessione nei plinti in calcestruzzo non armato sono le stesse di quelle usate per plinti in calcestruzzo armato, e sono specificate nel corrispondente paragrafo della memoria di calcolo.

Il programma verifica in tutte le sezioni che le tensioni dovute al momento flettente di calcolo, sotto l'ipotesi di deformazione piana, siano inferiori alla resistenza a flessotrazione fornita dalla seguente formula:

$$f_{ck,min} = 1.43 \cdot \left(\frac{16.75 + h^{0.7}}{h^{0.7}} \right) \cdot f_{ctd,min}$$

$$f_{ctd,min} = \frac{0.21}{1.5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

in cui f_{ck} è espresso in N/mm² ed h (altezza) in mm.

Verifica a taglio

Le sezioni di riferimento che si impiegano per il calcolo a taglio sono le stesse di quelle che si usano nei plinti in calcestruzzo armato, e si specificano nel corrispondente paragrafo della memoria di calcolo.

In tutte le sezioni bisogna verificare che la tensione tangenziale massima prodotta dal taglio non ecceda il valore di $f_{ct,d}$, dato da:

$$f_{ctd,min} = \frac{0.21}{1.5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Verifica a compressione obliqua

La verifica a rottura per compressione obliqua del calcestruzzo si esegue in corrispondenza del bordo dell'elemento di appoggio, e consiste nel verificare che la tensione tangenziale di calcolo nel perimetro dell'elemento di appoggio sia minore o uguale a un determinato valore massimo.

Questa verifica si eseguirà nella stessa maniera, indipendentemente dalla norma selezionata relativa al calcestruzzo, applicando l'articolo 46.4 della norma spagnola EHE-98. Tale articolo stabilisce quanto segue:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d}$$

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

$$\tau_{rd} = f_{tcd} = 0.30 \cdot f_{cd}$$

dove:

- f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione semplice del calcestruzzo

- F_{sd} è l'azione assiale trasmessa dall'elemento di appoggio al plinto
- β è un coefficiente che tiene in considerazione l'eccentricità del carico. Quando non c'è trasmissione di momento tra l'elemento di appoggio e il plinto, tale coefficiente vale 1. Nel caso in cui ci sia trasmissione di momento, a seconda della posizione del pilastro, il coefficiente assume i valori indicati nella seguente tabella:

	β
Elementi di appoggio interni	1.15
Elementi di appoggio zoppi	1.4
Elementi di appoggio d'angolo	1.5

Valori del coefficiente di eccentricità del carico

- u_0 è il perimetro di verifica, che assume i seguenti valori:
 - In elementi di appoggio interni è pari al perimetro dell'elemento di appoggio stesso
 - In elementi di appoggio zoppi si calcola come:

$$u_0 = c_1 + 3 \cdot d \leq c_1 + 2 \cdot c_2$$

- In elementi di appoggio d'angolo si calcola come:

$$u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$$

dove:

c_1 : larghezza dell'elemento di appoggio parallelo al lato del plinto su cui l'elemento di appoggio è zoppo

c_2 : larghezza del plinto nella direzione perpendicolare al bordo.

- d è l'altezza utile del plinto

Questa verifica si esegue in tutti gli elementi di appoggio che concorrono nel plinto e per tutte le combinazioni del gruppo di combinazioni relative al calcestruzzo.

Nell'elenco delle verifiche compare la tensione tangenziale massima ottenuta dopo aver verificato tutti i pilastri e tutte le combinazioni.

Come si può osservare, questa verifica è analoga a quella che si esegue nei plinti in calcestruzzo armato.

1.13.4.3. Elenco delle verifiche

In questo paragrafo si elencheranno le verifiche che si eseguono nel caso di plinti in calcestruzzo non armato (ad altezza costante, ad altezza variabile e piramidali).

Verifica dell'altezza minima

Il programma verifica che l'altezza del plinto sia maggiore o uguale al valore minimo specificato dalle norme per i plinti in calcestruzzo non armato.

Nel caso di plinti piramidali o ad altezza variabile, questa verifica si esegue in corrispondenza del bordo.

Verifica dell'altezza minima (per lunghezze di ancoraggio dell'armatura)

Il programma verifica che l'altezza del plinto sia uguale o superiore al valore minimo richiesto per ancorare l'armatura dei pilastri o i bulloni delle piastre di ancoraggio che appoggiano sul plinto.

Nel caso di plinti piramidali, l'altezza che si verifica è quella in corrispondenza del piedistallo.

Verifica dell'angolo massimo di inclinazione

È analoga a quella che si esegue nel caso di plinti in calcestruzzo armato, ed è illustrata nel corrispondente paragrafo della memoria di calcolo.

Verifica a ribaltamento

È analoga a quella che si esegue nei plinti in calcestruzzo armato; si mostra nel corrispondente paragrafo della memoria di calcolo.

Verifica delle tensioni sul terreno

La verifica delle tensioni sul terreno è analoga a quella che si esegue nei plinti in calcestruzzo armato, ed è specificata nel corrispondente paragrafo della memoria di calcolo.

Verifica a flessione

I dati mostrati nell'elenco delle verifiche eseguite per ciascuna direzione si indicano a continuazione.

Nel caso in cui tutte le sezioni soddisfino la verifica a flessione in una direzione, nell'elenco si indicano:

- Il momento di calcolo più sfavorevole agente sulla sezione
- Nel paragrafo che concerne l'informazione aggiuntiva compare il coefficiente di utilizzo massimo, che coincide con il rapporto tra il massimo momento sollecitante e il momento resistente

Se una sezione non verifica, i dati illustrati nell'elenco delle verifiche per ciascuna direzione sono i seguenti:

- Il primo momento flettente trovato per il quale la sezione non resiste
- La coordinata della sezione in cui agisce tale momento flettente

Verifica a taglio

I dati illustrati nell'elenco delle verifiche sono quelli sotto indicati.

Nel caso in cui tutte le sezioni soddisfino la verifica a taglio in una direzione, nell'elenco si indicano:

- La tensione tangenziale di calcolo che fornisce il rapporto tra la maggior tensione tangenziale sollecitante e la tensione tangenziale resistente
- La tensione tangenziale resistente della stessa sezione di cui si mostra la tensione tangenziale di calcolo massima

Se una sezione non soddisfa la verifica a taglio in una direzione, i dati mostrati nell'elenco delle verifiche sono i seguenti:

- La tensione tangenziale di calcolo della prima sezione trovata per la quale non si soddisfa la verifica a taglio
- La coordinata di tale sezione trovata che non verifica

Verifica a compressione obliqua

Questa verifica è analoga a quella che si esegue nei plinti in calcestruzzo armato ed è illustrata nel corrispondente paragrafo della memoria di calcolo.

Verifica dell'interfero minimo

È l'unica verifica che si esegue relativamente alle armature che l'utente può disporre nel plinto, dato che esse non si tengono in considerazione nel calcolo.

Il programma verifica che la distanza tra gli assi delle armature sia uguale o superiore a 10 cm, valore adottato indipendentemente dalla norma di calcolo selezionata, in quanto criterio di CYPE.

Questa verifica si esegue unicamente nel caso in cui l'utente decida di posizionare una griglia di armatura; ciò che il

programma desidera evitare è che le barre si dispongano troppo vicine le une alle altre, in modo tale da ostacolare il getto del plinto.

1.13.5. Travi e cordoli di collegamento

1.13.5.1. Travi di collegamento

Il programma esegue il calcolo e il dimensionamento di travi di collegamento in calcestruzzo armato tra elementi di fondazione.

Esse vengono utilizzate per equilibrare i momenti flettenti in plinti e in plinti su pali. Esistono due tipi:

- Momenti negativi:  $A_s > A_i$
- Momenti positivi:  Armatura simmetrica

Per ogni tipo di trave di collegamento, esistono tabelle di armatura che possono essere modificate.

Le azioni interne nelle travi di collegamento sono rappresentate dai momenti e dai tagli richiesti per realizzare l'effetto centrante.

Bisogna inoltre tenere in considerazione quanto segue:

- Non è possibile inserire carichi su di esse, e non si considera nemmeno il loro peso proprio. Il programma ipotizza che il loro peso proprio sia trasmesso al terreno senza che su di esso nascano sforzi
- Quando più travi di collegamento concorrono in un plinto o in un plinto su pali, l'azione che ciascuno di essi subisce è proporzionale alla sua rigidezza

- Possono ricevere azioni assiali in uno o in entrambi gli estremi
- Resistono alle azioni assiali e al sovraccarico di compattazione del terreno nello stesso modo dei cordoli di collegamento

Se la loro lunghezza è minore di 25 cm, il programma emette un avviso che indica che è presente una trave corta.

Esiste una tabella di armatura per ciascun tipo; il programma verifica che l'armatura selezionata sia idonea per i carichi cui la trave è sottoposta.

Si eseguono le seguenti verifiche:

- Larghezza minima delle travi ($\geq 1/20$ luce)
- Altezza minima delle travi ($\geq 1/12$ luce)
- Diametro minimo dell'armatura longitudinale
- Diametro minimo dell'armatura trasversale
- Interfero minimo (per armature longitudinali)
- Interfero minimo (per staffe)
- Interfero massimo (per armature longitudinali)
- Interfero massimo (per staffe)
- Rapporto geometrico minimo di armatura a trazione
- Rapporto meccanico minimo di armatura (è consentita la riduzione)
- Rapporto massimo di armatura longitudinale
- Verifica a fessurazione (0.3 mm)
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura superiore
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura di pelle
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura inferiore
- Verifica a flessione composta (senza che sia presente armatura a compressione)
- Verifica a taglio (calcestruzzo + staffe resistenti a taglio)

Si ammette una certa tolleranza per quanto concerne l'angolo di deviazione della trave di collegamento quando raggiunge il bordo del plinto (15°).

Esiste un'opzione che consente di fissare un valore per il rapporto geometrico minimo di armatura a trazione.

Esistono inoltre alcuni criteri grazie ai quali è possibile disporre la trave rispetto al plinto, in funzione dell'altezza relativa tra entrambi gli elementi, livellandola alla faccia superiore o inferiore.

Per quanto concerne il dimensionamento e le verifiche, il programma usa combinazioni di travi di collegamento, assunte come elementi in calcestruzzo armato, ad eccezione per la fessurazione, in cui utilizza le distribuzioni di tensioni sul terreno.

1.13.5.2. Cordoli di collegamento

Il programma esegue il calcolo e il dimensionamento di cordoli di collegamento tra elementi di fondazione in calcestruzzo armato.

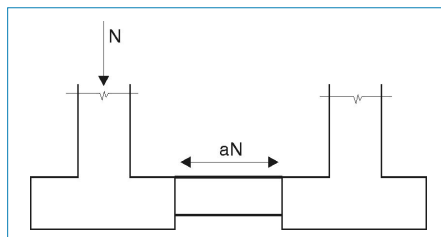


Fig. 1.34

I cordoli di collegamento presentano la funzione di controventare e di collegare i plinti, assorbendo qualsiasi azione interna orizzontale dovuta all'azione del sisma.

L'azione assiale massima si moltiplica per l'accelerazione sismica di progetto 'a' (non inferiore a 0.05); le azioni assiali interne si considerano di trazione e di compressione ($a \cdot N$).

Alternativamente l'utente può decidere se dimensionare i cordoli di collegamento a flessione per un carico uniforme $p=10$ kN/m dovuto alla compattazione del terreno e al massetto superiore. I cordoli di collegamento si dimensionano per resistere a un momento positivo e negativo pari a $pl/12$ e a un taglio pari a $p/2$, essendo l la luce della trave.

Per il loro dimensionamento, si usano le combinazioni usate per travi di collegamento come elementi in calcestruzzo armato.

Si usano inoltre tabelle di armatura con armatura simmetrica in corrispondenza di entrambe le facce.

Si eseguono le seguenti verifiche:

- Larghezza minima delle travi ($\geq 1/20$ luce)
- Altezza minima delle travi ($\geq 1/12$ luce)
- Diametro minimo dell'armatura longitudinale
- Diametro minimo dell'armatura trasversale
- Interfero minimo (per armature longitudinali)
- Interfero massimo (per armature longitudinali)
- Interfero minimo (per staffe)
- Interfero massimo (per staffe)
- Rapporto geometrico minimo di armatura a trazione (se è stato attivato il carico di compattazione)
- Rapporto geometrico minimo di armatura a compressione (se è stato attivato il carico di compattazione)
- Quantità minima di staffe
- Armatura meccanica minima
- Fessurazione (0.3 mm, non considerando il sisma)
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura superiore

- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura di pelle
- Lunghezza di ancoraggio dell'armatura inferiore
- Verifica a taglio (solo con carico di compattazione)
- Verifica a flessione composta (solo con carico di compattazione)
- Verifica ad azione assiale

Sono disponibili alcune opzioni che consentono di estendere la staffatura fino alla faccia del plinto o all'elemento di appoggio.

Inoltre, la posizione della trave è opzionale, potendo essere livellata superiormente o inferiormente al plinto, a seconda delle loro altezze relative.

2. Normative implementate

Strutture 3D consente ai suoi utenti di eseguire il calcolo e il dimensionamento di strutture conformemente a una grande varietà di normative in esso implementate.

Nuove normative vengono costantemente aggiunte a quelle esistenti; gli utenti sono pertanto invitati a consultare i loro aggiornamenti alla pagina web <http://download.cype.it>.

2.1. Normative relative ai carichi

		Azione del vento	Azione del sisma	Azione della neve
	Algeria	RNV 99	RPA 99 / v 2003	
	Argentina	CIRSOC 102 - 1984	CIRSOC 103 - 1991	
	Brasile	NBR 6123		
	Bulgaria	Ordinanza N°3, 21.07.2004. Sezione VI: Carichi da vento	Decreto N°2, 23.07.2007	Ordinanza N°3, 21.07.2004. Sezione V: Carichi da neve
	Canada	NBC 05	NBC 05	NBC 05
	Cile		NCh - 433.Of96	
	Colombia		NSR - 10 NSR - 98	
	Costa Rica		CSCR - 2002	
	Cuba	NC 285:2003	NC 46:1999	
	Ecuador		CPE INEN 5:2001	
	Francia	NV 65:2009	PS 92	NV 65:2009
	Germania	DIN 1055-4:2005	DIN 4149:2005 - 04	DIN 1055-4
	India	IS:875 (Part 3) - 1987 (Reaffirmed 1997)	IS 1893 (Part 1): 2002	IS:875 (Part 4) - 1987 (Reaffirmed 1997)
	Italia	N.T.C.	N.T.C.	N.T.C.
	Marocco	Cahier des Prescriptions Communes Aplicables au Calcul des Surcharges dues au Vent	RPS 2000	
	Messico	NTC	CFE 2008 NTC - 2004 NTC - 95 CFE93	NTC
	Panama		REP - 04	
	Paraguay	NBR		
	Perù	E.020 Norma Tecnica	E.030 Norma Tecnica	
	Portogallo	RSA	RSA - Modal Espectral	RSA
	Repubblica Dominicana	Boletín N°. 9/80	M-001 1979	
	Romania		P100 - 1 / 2006	
	Spagna	CTE DB-SE AE NTE	NCSE - 02 NCSE - 94	CTE DB-SE AE NTE
	Uruguay	UNIT 50 - 84		
	UE Internazionale	 Eurocodice 1	 Eurocodice 8	 Eurocodice 1
		 Eurocodice 1 (Belgio)	 Eurocodice 8 (Belgio)	 Eurocodice 1 (Belgio)
		 Eurocodice 1 (Francia)	 Eurocodice 8 (Francia)	 Eurocodice 1 (Francia)
		 Eurocodice 1 (Portogallo)	 Eurocodice 8 (Portogallo)	 Eurocodice 1 (Portogallo)
	USA	ASCE / SEI 7 - 05	ASCE 7 - 05 UBC: 1997	ASCE 7 - 05

2.2. Normative relative ai materiali

		Calcestruzzo	Acciaio	Legno	Alluminio	Muri in blocchi di cls	Strutture miste cls-acciaio	Resistenza al fuoco
	Argentina	CIRSOC 201-2005 CIRSOC 201-1982						
	Brasile	NBR 6118:2003 NB -1	AISI NBR 14762:2001 NBR 8800: 2008 NBR 8800: 1986	NBR 7190				NBR 7190
	Canada		CAN / CSA S16 - 01 CAN / CSA S136 - 07					
	Cile	ACI 318-99	NCh427					
	Francia	BAEL - 91(R-99)						
	Germania		DIN 18800:2008 - 11					
	India	IS 456: 2000 (ACI 318M-08)	IS 800: 2007					
	Italia		N.T.C. 14-01-2008					
	Messico	NTCRC	NTCRC Estruct. Metal. AISI/NASPEC-2007 (LRFD)			NTCRC		
	Portogallo	REBAP	MV110 REAE					RSCI
	Spagna	EHE - 08 EHE - 98 EH - 91	CTE DB - SE A EA - 95	CTE DB - SE M		CTE DB - SE F		
	UE Internazionale	 Eurocodice 2	 Eurocodice 3  Eurocodice 4  Eurocodice 3 (Bulgaria)  Eurocodice 4 (Bulgaria)  Eurocodice 3 (Francia)  Eurocodice 4 (Francia)  Eurocodice 3 (Italia)  Eurocodice 4 (Italia)  Eurocodice 2 (Portogallo)  Eurocodice 2 (Romania)  Eurocodice 3 (Portogallo)  Eurocodice 4 (Portogallo)	 Eurocodice 5  Eurocodice 5 (Belgio)  Eurocodice 5 (Francia)	Eurocodice 9	Eurocodice 6	Eurocodice 4	 Eurocodice 2 (Calcestruzzo)  Eurocodice 3 (Acciaio)  Eurocodice 5 (Legno)
	USA	ACI 318M - 08 ACI 318M - 99	AISI AISC LFRD 86 AISC ASD 89 ANSI / AISC 360 - 05 (LRFD) AISI/NASPEC-2007 (LRFD) AISI / NASPEC - 1977					

2.3. Normative relative alle combinazioni

		Calcestruzzo	Acciaio		Legno	Strutture in blocchi di calcestruzzo
			Laminato e saldato	Sagomato		
	Algeria	BAEL - 91 (R99)				
		RPA 99				
	Argentina	CIRSOC 201 - 2005				
		CIRSOC 201 - 1982 (103)				
		CIRSOC 201 - 1982 (105)				
	Belgio				Eurocodice 1	
	Brasile	NBR 6118:2003	NBR 8800:2008	NBR 14762:2001	NBR 7190	
		NB - 1				
		NBR - 8681/84	NBR 8800:1986	AISI		
	Bulgaria	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0		
	Canada		CAN/CSA S16 - 01	CAN/CSA S136 - 07		
	Cile	ACI 318 - 99	ASD	ASD		
	Francia	BAEL - 91 (R99)	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0	
	Germania		DIN 1055 - 100	DIN 1055 - 100		
	India	IS 875 (Part 5): 1987				
	Italia		Eurocodice 0	Eurocodice 0		
	Marocco	BAEL - 91 (R99)				
		RPS 2000				
	Messico	Reglamento DF	NTCRC Estruct. Metal.	AISI/NASPEC - 2007 (LFRD)		Reglamento DF
	Perù	NT E.060				
	Portogallo	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0		
		RSA	RSA	RSA		
	Romania	Eurocodice 0				
	Spagna	CTE DB - SE	CTE DB - SE	CTE DB - SE	CTE DB - SE	CTE DB - SE
		EHE - 98				
		EH - 91	EA - 95 (MV103)	EA - 95 (MV110)		
	UE Internazionale	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0	Eurocodice 0
	USA	ACI 318M - 08	ASCE/SEI 7 - 05	ASCE/SEI 7 - 05		
			ASD			
		ACI 318M - 99	AISC LRFD 86	ASD		