

Regione autonoma della Sardegna
(Provincia di Nuoro)



Comune di Macomer

CONSORZIO PER LA ZONA INDUSTRIALE DI MACOMER

GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO

ATI: **AREAIMPIANTI** - **MONSUD S.p.A.**
 

Progettista incaricato:





PROGETTO DEFINITIVO DI GARA



RELAZIONE SULLE STRUTTURE

B-6

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture		

Sistema Qualità Certificato





UNI EN ISO 9001 (ISO 9001)
Certificato n° FS 587971



Gruppo di lavoro:



Professionista	Iscrizione	Ruolo
Dott. Ing. Francesco Martino	Ordine Ingegneri Grosseto n°195	Coordinatore progettazione, esperto progettazione impiantistica, elettromeccanica ed idraulica
Dott. Arch. David Bartalucci	Ordine Architetti Grosseto n° 465	Esperto in Studi Ambientali
Dott. Ing. Sandro Fiorentini	Ordine Ingegneri Grosseto n° 801	Progettazione architettonica, civile-statica, igiene e sicurezza cantieri
Dott. Ing. Enzo Rosadini	Ordine Ingegneri Grosseto n° 314	Esperto in progettazione impiantistica speciale

CODICE DESCRITTIVO: G117FMRR707.00			N° ALLEGATO: B.6		
0	12/09/2011	EMISSIONE	fiorentini	martino	martino
1					
2					
3					
4					
<i>revisione</i>	<i>data</i>	<i>descrizione</i>	<i>redatto</i>	<i>controllato</i>	<i>approvato</i>

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture		

INDICE

1. CONTENUTI DELLA RELAZIONE TECNICA SULLE STRUTTURE	6
2. MATERIALI.....	7
2.1 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	7
2.1.1 Calcestruzzo ordinario per strutture di fondazione	7
2.1.2 Calcestruzzo ordinario per muri e pilastri	7
2.1.3 Calcestruzzo ordinario per rampe di accesso e scarico.....	7
2.2 ACCIAI PER CEMENTO ARMATO NORMALE.....	7
2.3 ACCIAI PER STRUTTURE	7
2.4 AZIONI DI PROGETTO	8
2.4.1 Carichi e resistenze	8
3. PRESENTAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO.....	10
3.1.1 Discretizzare	11
3.2 ELEMENTI FINITI IMPLEMENTATI.....	12
3.3 PROPRIETÀ DI UN ELEMENTO FINITO	12
3.4 TERNA LOCALE.....	13
3.4.1 I carichi e la terna locale.....	16
3.5 ELEMENTO ASTA.....	16
3.5.1 Matrice di Rigidezza Impiegata	16
3.5.2 Convenzioni Segni Sollecitazioni	17
3.6 ELEMENTO TRAVE SU SUOLO ELASTICO	19
3.6.1 Convenzioni Segni Sollecitazioni	20
3.7 ELEMENTO PLINTO.....	20
3.7.1 Matrice di rigidezza del Plinto	20
3.7.2 Convenzioni Segni Sollecitazioni	21
3.8 ELEMENTI PIANI	21
3.8.1 Generalità.....	21
3.8.2 Numerazione Nodale.....	22
3.9 ELEMENTO SETTO.....	23
3.9.1 Matrice di Rigidezza del Setto	23
3.9.2 Convenzioni Segni Sollecitazioni	24
4. NODI ELEMENTI CARICHI	25
4.1 PROPRIETÀ DEI NODI.....	25
4.2 PROPRIETÀ DI UN ELEMENTO.....	26
4.3 PROPRIETÀ DEI CARICHI	27
4.3.1 Carichi Nodali.....	28
4.3.2 Carichi sugli Elementi.....	28
4.3.3 Aree di Carico.....	28
4.3.4 Proprietà di un'Area di Carico.....	30
4.3.5 Proprietà di un Carico Superficiale.....	31
5. CALCOLO	34
5.1 DEFINIZIONE ED ESECUZIONE DEL CALCOLO.....	34
5.2 ASTE A COMPORTAMENTO MONOLATERO	36
5.3 COMBINARE LE CONDIZIONI DI CARICO	36
5.4 DEFINIZIONE DEL TIPO DI CALCOLO	38
5.4.1 Tipo di Analisi.....	38
5.4.2 Normativa di riferimento.....	39
5.4.3 Nomi delle Condizioni di Carico	39
5.4.4 Analisi Statica Non Lineare	39

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture		

5.4.5	Metodo di Analisi Dinamica.....	40
5.4.6	Direzioni di ingresso Sisma	40
5.4.7	Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse.....	41
5.5	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	42
5.5.1	Verifiche.....	42
5.5.2	Verifiche telai in CDA (gerarchia delle resistenze).....	42
5.6	ANALISI DINAMICA	42
5.6.1	Numero di Autovettori in Soluzione.....	42
5.6.2	Analisi Statica Equivalente.....	42
5.6.3	Analisi Modale	44
5.7	MASSA MODALE EFFICACE	47
5.8	ANALISI NEL DOMINIO DEL TEMPO (TIME HISTORY).....	51
5.8.1	Premessa Teorica.....	51
5.8.2	Approfondimento Teorico.....	52
5.8.3	Procedure Operative.....	55
5.9	METODO RITZ.....	56
5.10	IMPALCATI RIGIDI	57
5.10.1	Note Teoriche sugli Impalcati Infinitamente Rigidi	58
5.11	METODO POR	59
5.11.1	Definizione delle azioni resistenti ultime nel pannello	59
5.11.2	Definizione degli spostamenti ultimi del singolo pannello	60
5.11.3	Definizione delle rigidità nel pannello.....	60
5.11.4	Calcolo delle azioni di piano sollecitanti.....	61
5.11.5	Calcolo degli spostamenti e delle azioni resistenti	61
5.12	VINCOLI INTERNI	61
5.12.1	Vincolo interno Multiplo.....	62
5.12.2	Vincolo interno Traslazione su linea.....	62
5.12.3	Vincolo interno Traslazione su piano con rotazione non vincolata	62
5.12.4	Vincolo interno Traslazione su piano con rotazione vincolata	63
5.12.5	Vincolo interno Traslazione nello spazio 3D con rotazioni non vincolate.....	63
5.12.6	Vincolo interno Traslazione nello spazio 3D con rotazioni vincolate.....	63
5.12.7	Note sull'implementazione.....	64
6.	VERIFICHE.....	67
6.1	FILI FISSI E VERIFICHE	67
6.1.1	Moduli per condurre le verifiche.....	68
6.2	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A.	68
6.2.1	Pilastrini in C.A.	69
6.2.2	Travi e Travi di Fondazione in C.A.	70
6.2.3	Setti in c.a.	76
6.2.4	Plinti.....	80
6.2.5	Pali.....	84
6.3	VERIFICHE ELEMENTI IN ACCIAIO.....	84
6.3.1	Verifiche CNR UNI 10011	84
6.3.2	Verifiche EC3.....	89

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1	DISPOSIZIONE DEGLI ELEMENTI FINITI.....	11
FIGURA 2	TERNA LOCALE 1,2,3 DI UN ELEMENTO LINEARE.	13
FIGURA 3	TERNA LOCALE IN ELEMENTI GENERATI SECONDO LA DIREZIONE VERTICALE.	14
FIGURA 4	TERNA LOCALE IN ELEMENTI GENERATI SECONDO UNA DIREZIONE NON VERTICALE.	14
FIGURA 5	TERNA LOCALE IN ELEMENTI NON VERTICALI E POSIZIONE DEL NODO K.	14
FIGURA 6	TERNA LOCALE IN UN ELEMENTO ISOPARAMETRICO.....	15
FIGURA 7	TERNA LOCALE NEL SINGOLO ELEMENTO 4 NODI.	15





	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture		



FIGURA 8 TERNA LOCALE NEL SINGOLO ELEMENTO TRIANGOLARE.....	15
FIGURA 9 ORDINE DI NUMERAZIONE NODALE PER GLI ELEMENTI TRIANGOLARI.....	22
FIGURA 10 ORDINE DI NUMERAZIONE PER GLI ELEMENTI FINITI A QUATTRO NODI.....	22
FIGURA 11 ORDINE DI NUMERAZIONE PER GLI ELEMENTI FINITI A OTTO NODI.....	23
FIGURA 12 ASSI LOCALI DELL'ELEMENTO EQUIVALENTE.....	24
FIGURA 13 CONVENZIONI SUI SEGNI.....	24
FIGURA 14 IL MODELLO STRUTTURALE E LE CONDIZIONI DI CARICO PREVISTE DALL'UTENTE.....	27
FIGURA 15 LE COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO PREVISTE DALL'UTENTE.....	27
FIGURA 16 RAPPRESENTAZIONE DELLE AREE DI CARICO.....	28
FIGURA 17 TIPOLOGIE DI AREE DI CARICO NON AMMESSE.....	29
FIGURA 18 RELAZIONE TRA CARICHI DI SUPERFICIE E AREA DI CARICO.....	29
FIGURA 19 SISTEMA DI RIFERIMENTO DI UNA AREA DI CARICO.....	30
FIGURA 20 RELAZIONE TRA IL VERSO DI PERCORRENZA E LA DIREZIONE DELLA NORMALE.....	31
FIGURA 21 SISTEMA GLOBALE, GLOBALE PROIETTATO E LOCALE.....	32
FIGURA 22 TIPI DI ANALISI DISPONIBILI NEL SOFTWARE IMPIEGATO.....	34
FIGURA 23 TIPOLOGIA DI ANALISI UTILIZZABILE IN FUNZIONE DEL TIPO DI STRUTTURA.....	35
FIGURA 24 ESEMPI DI SCHEMI STATICI.....	36
FIGURA 25 SCHEMA DELLE M COMBINAZIONI DI CARICO.....	37
FIGURA 26 COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE E DINAMICHE.....	38
FIGURA 27 DIAGRAMMA PER LA VALUTAZIONE DEL PARAMETRO Λ	44
FIGURA 28 DEFINIZIONE DEL SISTEMA DI RIFERIMENTO INERZIALE: $X_r = X_G + X_l$	47
FIGURA 29 DIAGRAMMA DI FLUSSO DELLE PROCEDURE A CORREDO DEL CALCOLO IN TIME HISTORY.....	55
FIGURA 30 PAGINA ANALISI DINAMICA CON CUI SI DEFINISCONO I PARAMETRI DELL'ANALISI DINAMICA NEL SOFTWARE UTILIZZATO.....	56
FIGURA 31 DEFINIZIONE IMPROPRIA DI IMPALCATO INFINITAMENTE RIGIDO: SCOMPARSA DELLO SFORZO NORMALE LUNGO I CORRENTI.....	58
FIGURA 32 DEFINIZIONE IMPROPRIA DI IMPALCATO INFINITAMENTE RIGIDO:.....	59
FIGURA 33 SCHEMA STATICO DI ESEMPIO.....	64
FIGURA 34 SCHEMA STATICO DI ESEMPIO SECONDO IL METODO DI LAGRANGE.....	65
FIGURA 35 IMPIEGO DI UN PIANO DI FILO FISSO VERTICALE.....	67
FIGURA 36 IMPIEGO DI UN PIANO DI FILO FISSO ORIZZONTALE.....	68
FIGURA 37 SCHEMA LOGICO DELLE RELAZIONI ESISTENTI TRA IL PROGETTO ED I CRITERI DI PROGETTO.....	69
FIGURA 38 DISPOSIZIONE ARMATURA INDISPENSABILE PER LE SEZIONI TIPO: 4 BARRE PER LE RETTANGOLARI, 8 PER QUELLE A T ED L E 6 PER LE CIRCOLARI.....	70
FIGURA 39 L'INCREMENTO DEL MOMENTO IN CAMPATA RISULTA PARI AD UNA QUOTA DI M_0	71
FIGURA 40 ESEMPIO DI TRAVE CARICATA IN MANIERA DA POLARIZZARE LA CAMPIONATURA.....	71
FIGURA 41 DIAGRAMMA DEI MOMENTI DI VERIFICA (IN TRATTEGGIO) E.....	72
FIGURA 42 ARMATURA MINIMA D'INTRADOSSO IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI.....	73
FIGURA 43 TAGLIO: SUDDIVISIONE DELLA TRAVE IN CONCI.....	74
FIGURA 44 ESEMPI DI SUDDIVISIONE IN CONCI CON ARMATURA OMOGENEA.....	74
FIGURA 45 STAFFE CON 2, 4 E 6 BRACCI.....	75
FIGURA 46 SETTO: DALLE COMPONENTI NODALI A QUELLE SULLE SEZIONI DI VERIFICA DELL'ELEMENTO.....	77
FIGURA 47 LE ARMATURE PREDISPOSTE NELL'ELEMENTO SETTO.....	78
FIGURA 48 REAZIONI VINCOLARI ED AZIONI INTERNE DOVUTE ALLA PRESENZA DEL PLINTO.....	80
FIGURA 49 CALCOLO DEI MOMENTI DI TRASPORTO INDOTTI DAI TAGLI T_x E T_y AGENTI NELLA SEZIONE DI TESTA DEL PLINTO.....	80
FIGURA 50 CALCOLO A BIELLA PER PLINTI TOZZI.....	81
FIGURA 51 CALCOLO A MENSOLA PER PLINTI SNELLI.....	82
FIGURA 52 INDIVIDUAZIONE DEL PERIMETRO CRITICO.....	83
FIGURA 53 PERIMETRO CRITICO NEL CASO NON STANDARD.....	83
FIGURA 54 ESEMPI DI COLLEGAMENTO DI PROFILI METALLICI.....	84
FIGURA 55 PUNTI DI CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE T.....	85
FIGURA 56 PARAMETRI DELLE ASTE INTRALICCIAE (VEDI CNR UNI 10011).....	86
FIGURA 57 DATI PER IL CALCOLO DEL MOMENTO STATICO DELL'ALA COMPRESSA.....	88

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 6/90	

1. CONTENUTI DELLA RELAZIONE TECNICA SULLE STRUTTURE

IL presente Progetto definitivo é stato elaborato ai sensi del *d.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207* –“Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «*Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE*». (G.U. n. 288 del 10 dicembre 2010)

Esso comprende tra l'altro la presente Relazione tecnica sulle strutture, da coniugare con la corrispondente relazione afferente i calcoli strutturali della quale costituisce parte integrante, che é stata articolata nel rispetto dell' Art. 26 del sopra citato DPR 217/2101 nei limiti delle caratteristiche specifiche del presente progetto, e che descrive le tipologie strutturali e gli schemi e modelli di calcolo. Trattandosi di zona sismica, definisce l'azione sismica tenendo anche conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche, coerentemente con i risultati delle indagini e delle elaborazioni riportate nella relazione geotecnica. Definisce i criteri di verifica da adottare per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente, per la costruzione delle nuove opere o per gli interventi sulle opere esistenti. Per tali ultimi interventi la relazione sulle strutture é integrata da una specifica relazione inerente la valutazione dello stato di fatto dell'immobile, basata su adeguate indagini relative ai materiali ed alle strutture, che pervenga a valutare la sicurezza del manufatto anche in relazione allo stato di eventuali dissesti.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 7/90	

2. MATERIALI

2.1 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA

2.1.1 *Calcestruzzo ordinario per strutture di fondazione*

- Classe di resistenza : **C 25/30**
- Classe di consistenza : **S4** (fluida, slump 16÷21)
- Classe di esposizione : **XC2** (fondazioni)
- Dosaggio indicativo : 3.5 kN/mc di cemento **325**
- Rapporto A/C : 0.6 max
- Inerti : naturali o di frantumazione, con granulometria contenuta nei fusi granulometrici indicati dalle vigenti norme UNI, con dimensione max. inerte pari a 30 mm, resistenti al gelo
- Stagionatura : garantita umida

2.1.2 *Calcestruzzo ordinario per muri e pilastri*

- Classe di resistenza : C 35/45
- Classe di consistenza : S3 (semifluida, slump 10÷15)
- Classe di esposizione : XA3 (ambiente chimicamente fortemente aggressivo)
- Dosaggio indicativo : 5.0 kN/mc di cemento 425
- Rapporto A/C : 0.45 max
- Inerti : naturali o di frantumazione, con granulometria contenuta nei fusi granulometrici indicati dalle vigenti norme UNI, con dimensione max. inerte pari a 30 mm, resistenti al gelo
- Stagionatura : garantita umida

2.1.3 *Calcestruzzo ordinario per rampe di accesso e scarico*



- Classe di resistenza : C 35/45
- Classe di consistenza : S3 (semifluida, slump 10÷15)
- Classe di esposizione : XD3 (parti di ponti soggetti a corrosione per cloruri)
- Dosaggio indicativo : 5.0 kN/mc di cemento 425
- Rapporto A/C : 0.45 max
- Inerti : naturali o di frantumazione, con granulometria contenuta nei fusi granulometrici indicati dalle vigenti norme UNI, con dimensione max. inerte pari a 30 mm,
- resistenti al gelo Stagionatura : garantita umida

2.2 ACCIAI PER CEMENTO ARMATO NORMALE

- Acciaio in barre ad aderenza migliorata, tipo **B450C**
- Tensione caratt. snervamento : $f_y \text{ nom} \geq 450.0 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratt. rottura : $f_t \text{ nom} \geq 540.0 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

2.3 ACCIAI PER STRUTTURE

- Profilati e lastre : lamiera in acciaio S 355
- Tensione caratt. snervamento : $f_y k \geq 355.0 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratt. rottura : $f_t k \geq 470.0 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 8/90	

2.4 AZIONI DI PROGETTO

2.4.1 Carichi e resistenze

I carichi risultano molto differenziati in particolare in funzione della disposizione degli impianti interni e del tipo di servizio.

E' stato tenuto conto dell'azione del vento determinata con riferimento alla vigente normativa.

Per la posizione geografica del sito é stato fatto riferimento alla quota di progetto posta a 410.5 m s.l.m.

Parimenti é stato tenuto conto delle azioni neve e quant'altro necessario.

- Vita nominale : opere ordinarie, VN \geq 50 anni
- Classe d'uso : III – Industrie con attività pericolose per l'ambiente
- Coeff. d'uso costr. : 1.5
- Stati limite : SLC – Stato limite di collasso
- Periodo di ritorno : TR(s) = 1462
- Parametri di pericolosità sismica : $a_g = 0.127 \cdot g \text{ m/s}^2$
 $F_0 = 2.549$
 $T \cdot C = 0.304 \text{ s}$

Le strutture ,come espressamente richiesto dalla Stazione Appaltante, sono state progettate in modo da garantire la massima duttilità.



Quanto alla resistenza al fuoco delle strutture l'edificio contenente vie di corsa carroponi e Combustione, così come espressamente richiesto dalla stazione Appaltante, é stato previsto che le strutture garantiscano una resistenza temporale minima in caso di incendio, tale da consentire il tempo di evacuazione, così come definita dalle norme vigenti in funzione delle destinazioni d'uso : nel caso in oggetto é stata prevista una resistenza di 120 minuti.

La resistenza al fuoco delle strutture in cemento armato é stata sostanzialmente ottenuta con un idoneo sovradimensionamento delle sezioni aumentando lo spessore del ricoprimento delle armature o aggiungendo strati protettivi, tipicamente intonaci sia specificatamente ignifughi che ordinari. L'incremento di spessore del copriferro e l'eventuale spessore dell'intonaco protettivo infatti vanno a costituire uno strato che si deteriora ma protegge armature e calcestruzzo del nucleo interno dall'aumento di temperatura e relativo decadimento delle caratteristiche meccaniche.

Con riferimento alla tabella A.1 delle norme UNI 9502:2001, indicante i valori di distanza dell'asse dell'acciaio ordinario delle barre dalla superficie esterna ed in funzione del tipo di elemento strutturale e di sua esposizione al fuoco, risultano i seguenti valori minimi :

- Tipo di struttura REI 120
- massicce poco esposte, tipo muri, solette piene 3.40
- strutture con spigoli esposti, quali pilastri e travi ribassate 5.80

Per la progettazione strutturale per l'edificio in oggetto é stata predisposta un'apposita modellazione tridimensionale della struttura, con analisi dinamica modale; il modello e l'analisi dei risultati del calcolo sono stati effettuati con idonei programmi di calcolo per

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 9/90	

elaboratore elettronico, ed in particolare sono stati utilizzati i seguenti programmi come modellatori e solutori agli elementi finiti :

- Strand della Soc. Enexsys



E' stata effettuata una analisi dinamica modale con gerarchia delle resistenze, applicando le azioni di seguito illustrate ,e maggiormente dettagliate nelle specifiche relazioni di calcolo allegate al progetto, e le azioni sismiche di normativa, combinati in modo esaustivo secondo la normativa stessa.

Le verifiche di sicurezza sono state tutte eseguite con il metodo degli stati limite; le strutture sono state verificate in tutti gli stati limite, di esercizio ed ultimi, tali da garantire la durabilità dell'opera.

A tale scopo sono state in particolare esaminate le condizioni concernenti le verifiche relative ai seguenti punti previsti dalla normativa per gli stati limite di esercizio :

- verifiche di fessurazione del calcestruzzo che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto
- eccessive deformazioni e distorsioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto
- eccessive deformazioni o distorsioni che possono compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari
- eccessive vibrazioni che possono compromettere l'uso della costruzione
- danni per fatica che possono compromettere la durabilità
- corrosione e/o degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione

Nel prosieguo della presente relazione viene illustrato nel dettaglio il codice di calcolo impiegato nella progettazione strutturale.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 10/90	

3. PRESENTAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Il metodo degli elementi finiti nasce dalla necessità di approssimare le equazioni differenziali, che governano lo stato di un sistema continuo, con un sistema di equazioni algebriche in un numero finito di incognite. In quest'ottica, la discretizzazione del continuo è il primo passo e consiste nel suddividerlo in sottodomini, detti elementi finiti, e di scegliere dei punti di contatto, detti nodi strutturali, tra elementi contigui o all'interno degli elementi stessi.

Le misure degli spostamenti nodali (metodo degli spostamenti) o delle forze nodali (metodo duale delle forze) sono assunte come incognite del problema e le equazioni algebriche risolventi sono generate impiegando, in generale, un principio variazionale. Impostato così il problema, è evidente che un elemento finito non è che un modello matematico atto a simulare il comportamento della struttura reale e, data la discrezionalità con la quale si procede alla discretizzazione del continuo, è altresì evidente che, per una stessa struttura, si possono creare più modelli, ognuno con un proprio grado di affidabilità anche in relazione allo specifico problema in esame. Ad esempio una trave può schematizzarsi con un singolo elemento beam, con più elementi beam in serie ovvero con una *mesh* di elementi piani o solidi in funzione del tipo di problema studiato (calcolo delle azioni interne, ricerca delle concentrazioni di tensione in corrispondenza degli appoggi, trasferimento del calore, ecc...). La facilità con cui gli algoritmi di calcolo derivanti da tali metodi possono essere automatizzati, unitamente alla disponibilità di elaboratori in grado di risolvere i sistemi di equazioni ad essi associati, ha dato un forte impulso alla ricerca in questo settore dell'ingegneria. Oggi, infatti, abbiamo a disposizione una grande varietà di elementi finiti ognuno dei quali dotato di particolari proprietà ed in grado di adattarsi meglio allo specifico problema.

Tuttavia, un elemento finito è "classificabile" in base a:

- la sua geometria (x,y,z) ;
- il campo di spostamenti che copre (v) ;
- il legame deformazioni-spostamenti $\boldsymbol{\varepsilon}=\mathbf{f}(\mathbf{v})$ che adotta;
- la legge costitutiva del materiale che è in grado di approssimare $\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{g}(\boldsymbol{\varepsilon})$.



Dal punto di vista della geometria si hanno, infatti, a disposizione elementi:

- puntuali (elementi boundary, plinti di fondazione, ecc.)
- lineari (elementi biella, trave, ecc.)
- superficiali (triangolari CST, LST, quadrangolari, isoparametrici a 4/8 nodi, ecc.)
- solidi (elementi brick a 8/21 nodi, tetraedrici o esaedrici a facce piane o curve ecc.).

Per quanto riguarda gli spostamenti, si hanno elementi in grado di coprire tutte le sei componenti di spostamento nodale (ad es. gli elementi beam) oppure solo alcune di esse (come le tre componenti di traslazione per gli elementi biella).

Infine si ha una notevole diversificazione, anche per lo stesso tipo di modello, considerando il legame spostamenti- deformazioni che l'elemento finito è in grado di approssimare (introduzione della matrice di rigidità geometrica in problemi di non linearità geometrica) oltre alla capacità dell'elemento stesso di seguire la legge costitutiva del materiale (problemi di non linearità materiale).

Da quanto detto è chiaro che la modellazione della struttura con il metodo degli elementi finiti costituisce un campo di indagine vastissimo. In questa sede, tuttavia, più che approfondire l'analisi del singolo problema o elementi finiti intendiamo soffermarci su

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 11/90	

alcuni aspetti di carattere generale, spesso trascurati, che viceversa, dovrebbero essere tenuti ben presenti da chi utilizza tale metodo di calcolo.

3.1.1 Discretizzare

Iniziamo col dire che un modello agli elementi finiti é un modello matematico che simula il comportamento di una generica struttura reale mediante una specifica discretizzazione in **n** sottostrutture di tipo predefinito; l'assemblaggio dei modelli di ciascuna sottostruttura ottenuta conduce al modello globale.

Questa operazione di discretizzazione della struttura implica due scelte fondamentali:

- 1) la scelta dell'elemento finito che meglio si adatta allo specifico problema in esame;
- 2) la scelta del numero e della disposizione topologica degli elementi finiti all'interno della struttura stessa.

Infatti, la scelta di un elemento inadatto a simulare un certo comportamento strutturale può vanificare l'accuratezza impiegata nella scelta di una appropriata *mesh* e, viceversa, pur avendo soddisfatto la prima condizione, si possono commettere notevoli errori discretizzando la struttura in maniera grossolana, o comunque impropria. Classico esempio di errore relativamente all'impiego di un elemento finito é il caso della modellazione di una trave tozza per la quale non si impieghi un elemento *beam* che includa la deformabilità a taglio della trave stessa, oppure di una platea di fondazione spessa per la quale non si utilizzi un elemento bidimensionale che tenga conto della deformabilità a taglio della lastra.

Relativamente alla seconda scelta, va ricordato che, soprattutto in problemi bidimensionali, non solo l'aumento del numero di elementi nella *mesh* garantisce, entro certi limiti, l'incremento della precisione dei risultati ottenuti dal calcolo ma anche la disposizione topologica degli elementi ha un notevole grado di influenza. É noto, ad esempio, il caso di una piastra discretizzata con una *mesh* di elementi bidimensionali, come nel caso A) di figura, per cui si ottengono risultati accurati se sottoposta ad un carico uniformemente distribuito ed imprecisi se sottoposta ad un carico concentrato nel centro.

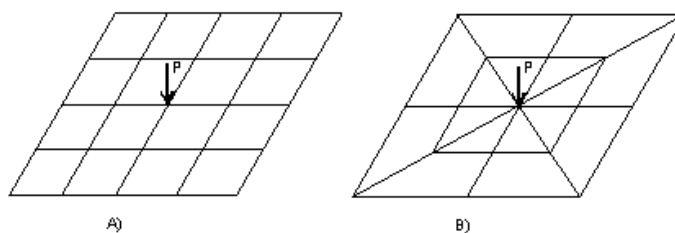




Figura 1 Disposizione degli elementi finiti

Il modello B) é quello che meglio si presta ad una corretta modellazione nel caso di forza concentrata applicata al centro della piastra.

Da quanto detto si evince che prima di utilizzare un elemento finito é bene comprenderne appieno le proprietà e soprattutto i limiti di impiego, in quanto un elemento finito non é di per se stesso un modello esaustivo della realtà che si vuole simulare ma solo *un modello approssimato* che può essere utilmente impiegato a seconda dei casi che si presentano. soprattutto in problemi bidimensionali o tridimensionali, é bene sondare la validità del modello, sia aumentando il numero di elementi impiegati, sia variando la disposizione degli elementi nella *mesh* anche in funzione delle condizioni di carico cui é soggetta la struttura.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 12/90	

Va ricordato inoltre che, una volta discretizzata la struttura e definito il modello, esso, anche se impreciso deve rispondere alle leggi fondamentali di conservazione dell'equilibrio e della congruenza per cui, anche se, ad esempio, la freccia di una trave non é uguale a quella calcolata in forma chiusa, le reazioni agli appoggi devono fare equilibrio al carico agente e vi deve essere continuità nella linea elastica. In sostanza, qualunque sia il modello matematico che si é impiegato per analizzare una struttura é sempre bene controllare i risultati sia facendo riferimento a semplici calcoli di equilibrio fra carichi agenti e reazioni ai nodi, sia utilizzando sistemi semplificati di calcolo verificabili anche manualmente (e ciò vale soprattutto in strutture complesse in cui aumenta la possibilità di commettere errori in fase di definizione sia del modello che dei carichi cui é assogettato). Solitamente i metodi semplificati trascurano la deformabilità assiale dei pilastri il che fa nascere "ragionevoli dubbi" circa i risultati di un calcolo agli elementi finiti su una struttura a telaio con pilastri snelli e luci importanti. Tuttavia tali metodi rivestono una importanza fondamentale ai fini del controllo dei risultati ottenuti utilizzando il metodo degli elementi finiti in quanto costituiscono l'unico mezzo di paragone e confronto di affidabilità dei risultati stessi.

3.2 ELEMENTI FINITI IMPLEMENTATI

Nel software impiegato nella progettazione strutturale di cui trattasi sono implementati i seguenti elementi finiti:

- Bielle
- Pilastri
- Travi
- Travi di Fondazione
- Setti
- Plinti
- Pali
- Elementi Triangolari
- Elementi a 4 Nodi
- Isoparametrici a 8 Nodi
- Elementi 3D con 4 nodi
- Elementi 3D con 6 nodi
- Elementi 3D con 8 nodi

Tutti questi elementi sono caratterizzati da un legame lineare spostamenti-deformazioni e presuppongono un comportamento elastico lineare del materiale costitutivo.

3.3 PROPRIETÀ DI UN ELEMENTO FINITO

Nel software impiegato (*WinStrand*) ogni elemento é caratterizzato da:

- Tipologia (Pilastro, Trave di Fondazione, ecc...)
- Nodi che connette.
- Orientamento nello spazio (terna locale).
- Caratteristiche di vincolo interno (fixing factors nelle travi e pilastri).
- Caratteristiche geometriche della sezione trasversale.
- Caratteristiche meccaniche del materiale costituente.
- Caratteristiche del terreno con cui é in contatto (solo elementi di fondazione).
- Carichi ad esso applicati.

Non tutti i tipi di elementi finiti implementati accettano carichi agenti direttamente sull'elemento stesso (non applicati ad un nodo):

Elemento	Carichi Applicabili all'Elemento
Bielle	No
Pilastrini	Si
Travi	Si
Travi di Fondazione	Si
Plinti	No
Setti	Si
Elementi Triangolari	Si
Elementi 4 Nodi	Si
Isoparametrici ad 8 Nodi	Si
Pali di Fondazione	No
Elementi 3D 4 nodi	Si
Elementi 3D 6 nodi	Si
Elementi 3D 8 nodi	Si

Ogni elemento può essere definito come *elemento ausiliario* ed in questo caso è considerato presente nel modello, privo di peso proprio e non soggetto alle procedure di verifica.

3.4 TERNA LOCALE

Gli elementi finiti e le superfici di carico sono individuati da un proprio sistema di riferimento detto *Terna di Riferimento Locale (1,2,3)*, in contrapposizione con la *Terna di Riferimento Globale (X,Y,Z)* a cui ci si riferisce per semplificare l'orientamento nello spazio.

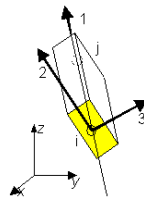


Figura 2 Terna locale 1,2,3 di un elemento lineare.

Per un elemento lineare interposto tra i nodi **i** e **j**, come una biella, una trave o un pilastro, la terna locale viene ad assumere sistematicamente la seguente posizione:

- I nodi **i** e **j** sono, rispettivamente, il primo e il secondo nodo individuati durante la generazione dell'elemento.
- L'asse **1** (**x** locale) è diretto dal nodo **i** al nodo **j**.
- L'asse **2** (**y** locale) è diretto dal nodo **i** al nodo **k**, dove **k** è un nodo automaticamente generato dal programma.
- L'asse **3** (**z** locale) è ottenuto come prodotto vettoriale tra i due precedenti in modo da costituire assieme una terna destrorsa.

Per gli elementi verticali (normali al piano **X-Y**) il nodo **k** coincide con la proiezione del nodo **i** in direzione dell'asse **Y** globale ad una distanza di 200 m. In altre parole gli elementi verticali vengono generati con l'asse locale **2** parallelo all'asse globale **Y**.

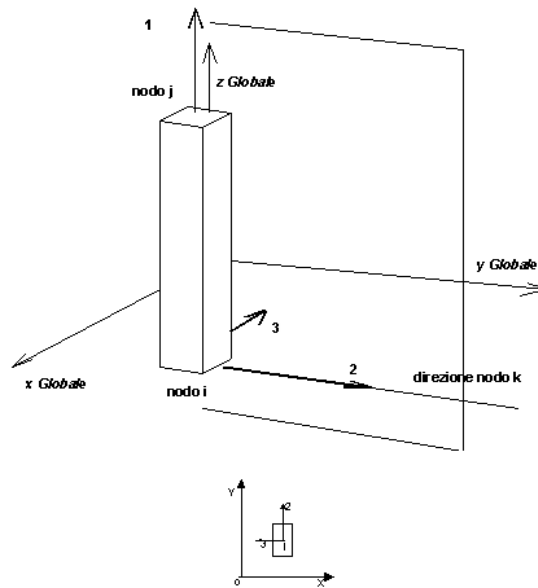


Figura 3 Terna locale in elementi generati secondo la direzione verticale.

Per gli elementi non verticali il nodo **k** coincide con la proiezione del nodo **i** ad una distanza di 200 m secondo una direzione così definita: direzione ortogonale all'asse locale **1** contenuta nel piano π ortogonale ad **X-Y** e passante per i nodi **i** e **j**.

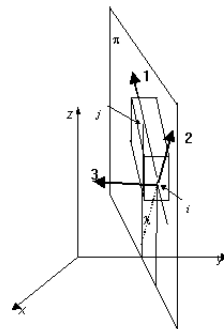


Figura 4 Terna locale in elementi generati secondo una direzione non verticale.

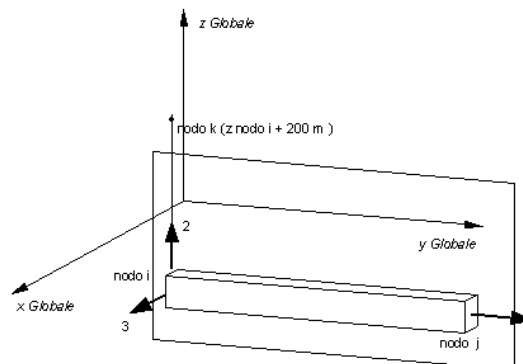


Figura 5 Terna locale in elementi non verticali e posizione del nodo K.

Per l'elemento isoparametrico la terna locale ha l'origine sul primo nodo (**a**) selezionato durante la generazione e gli assi di riferimento hanno la seguente direzione:

1. L'asse **1** é diretto secondo la retta **a-c** congiungente il nodo dell'origine (**a**) con il terzo nodo della selezione (**c**);

- L'asse **3** deriva dal prodotto vettoriale tra l'asse **1** e l'asse **a-e** condotto dall'origine (**a**) verso il quinto nodo (**e**) della selezione;
- L'asse **2** viene ottenuto dal prodotto vettoriale tra l'asse **3** e l'asse **1**.

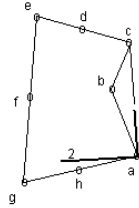


Figura 6 Terna locale in un elemento Isoparametrico.

L'asse **3** é ortogonale ed uscente dal piano **1-2**.

Per l'elemento *4 Nodi* la terna locale ha l'origine sul primo nodo (**a**) selezionato durante la generazione e gli assi di riferimento hanno la seguente direzione:

- L'asse **1** é diretto secondo la retta **a-b** congiungente il nodo dell'origine (**a**) con il secondo nodo della selezione (**b**);
- L'asse **3** deriva dal prodotto vettoriale tra l'asse **1** e l'asse **a-d** condotto dall'origine (**a**) verso il quarto nodo (**d**) della selezione;
- L'asse **2** viene ottenuto dal prodotto vettoriale tra l'asse **3** e l'asse **1**.

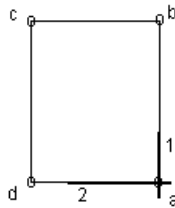


Figura 7 Terna locale nel singolo elemento 4 Nodi.

Per l'elemento *Triangolare* la terna locale ha l'origine sul primo nodo (**a**) selezionato durante la generazione e gli assi di riferimento hanno la seguente direzione:

- L'asse **1** é diretto secondo la retta congiungente il nodo dell'origine (**a**) con il secondo nodo della selezione (**b**);
- L'asse **3** deriva dal prodotto vettoriale tra l'asse **1** e l'asse **a-c** condotto dall'origine (**a**) verso il terzo nodo (**c**) della selezione;
- L'asse **2** viene ottenuto dal prodotto vettoriale tra l'asse **3** e l'asse **1**.

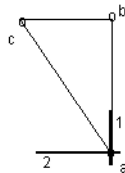


Figura 8 Terna locale nel singolo elemento Triangolare.

Nelle superfici di carico la terna locale viene costruita con il seguente criterio:

- L'origine é posto in coincidenza del primo nodo selezionato.
- L'asse locale **1** viene allineato secondo la congiungente l'origine con il secondo punto di selezione (primo lato).
- L'asse locale **3** deriva dal prodotto vettoriale tra l'asse **1** e la congiungente l'origine con il terzo punto selezionato.
- L'asse locale **2** viene ottenuto dal prodotto vettoriale tra l'asse **3** e l'asse **1**.

3.4.1 I carichi e la terna locale

Il sistema di riferimento locale assume una notevole importanza nella fase di input dei carichi sugli elementi in quanto é possibile riferirsi ad esso, anche se non obbligatorio, per la definizione delle direzioni dei carichi distribuiti linearmente, di quelli di superficie o dei carichi concentrati applicati lungo la campata.

Il sistema di riferimento locale é impiegato sistematicamente, invece, nella documentazione dei carichi agenti su tutti gli elementi.

3.5 ELEMENTO ASTA

3.5.1 Matrice di Rigidezza Impiegata

La matrice di rigidezza utilizzata dal programma per schematizzare bielle, travi e pilastri é basata sulla classica matrice 12x12 con 6 gradi di libert  per nodo valida per un elemento tipo *beam* nello spazio. Nella descrizione dei singoli coefficienti si tenga presente il sistema di riferimento locale (1, 2, 3) per cui si ha la seguente corrispondenza:

J_1 J_t fattore di rigidezza torsionale
 J_3 Momento d'inerzia secondo l'asse 3-3 (J_x nei profilati)
 J_2 Momento d'inerzia secondo l'asse 2-2

u_1	v_1	w_1	q_{x1}	q_{y1}	q_{z1}	u_2	v_2	w_2	q_{x2}	q_{y2}	q_{z2}
$\frac{\Delta E}{L}$											
0	$\frac{12EJ_3}{L^3}$										
0	0	$\frac{12EJ_2}{L^3}$									
0	0	0	$\frac{GJ_1}{L}$								
0	0	$\frac{6EJ_2}{L^2}$	0	$\frac{4EJ_2}{L}$							
0	$\frac{6EJ_3}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EJ_3}{L}$						
$-\frac{\Delta E}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{\Delta E}{L}$					
0	$-\frac{12EJ_3}{L^3}$	0	0	0	$-\frac{6EJ_3}{L^2}$	0	$\frac{12EJ_3}{L^3}$				
0	0	$-\frac{12EJ_2}{L^3}$	0	$-\frac{6EJ_2}{L^2}$	0	0	0	$\frac{12EJ_2}{L^3}$			
0	0	0	$-\frac{GJ_1}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{GJ_1}{L}$		
0	0	$\frac{6EJ_2}{L^2}$	0	$\frac{2EJ_2}{L}$	0	0	0	$-\frac{6EJ_2}{L^2}$	0	$\frac{4EJ_2}{L}$	
0	$\frac{6EJ_3}{L^2}$	0	0	0	$\frac{2EJ_3}{L}$	0	$-\frac{6EJ_3}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EJ_3}{L}$

Tale matrice di rigidezza é stata modificata per tener conto dei seguenti aspetti:

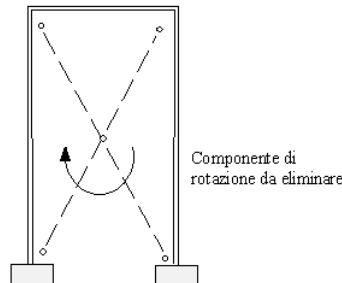
- Grado di congruenza degli spostamenti delle sezioni di estremit  con quelli nodali (sia rotazioni che traslazioni).
- Deformabilit  a taglio dell'asta.

3.5.1.1 Congruenza degli Spostamenti delle Sezioni di Estremit 

Nel PreProcessore del software impiegato é possibile modificare il grado di congruenza tra gli spostamenti di una sezione di estremit  dell'asta e quelli del relativo nodo a cui si connette. É cos  possibile passare dalla definizione della completa continuit  materiale alla presenza di una cerniera interna (piana o sferica) ecc..

Qualora in un nodo convergano aste tutte perfettamente incernierate é necessario vincolare esternamente il nodo alla rotazione poich  le travi che vi convergono hanno, in

corrispondenza del termine flessionale, rigidezza nulla. Ciò comporta che la matrice di rigidità assemblata abbia una riga nulla e quindi non essendo il sistema di equazioni risolutivo più definito positivo (é nullo il determinante della matrice di rigidezza) non é possibile risolvere il sistema stesso.



Il nodo in cui convergono aste tutte incernierate internamente deve essere vincolato alla rotazione dall'esterno nel piano delle aste.

3.5.1.2 Deformabilità a Taglio dell'Asta

Nel programma di calcolo viene tenuto conto della deformabilità a taglio dell'asta modificando i relativi termini taglienti della matrice di rigidità dell'asta.

I coefficienti relativi alla deformabilità a taglio sono calcolati nell'ipotesi di asta con le sezioni di estremità connesse con piena continuità materiale ai rispettivi nodi (assenza di distorsioni concentrate).

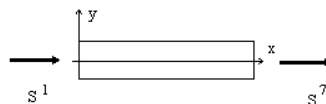
Qualora l'asta non rispetti tali ipotesi, i coefficienti della deformabilità a taglio non vengono tenuti in conto.

3.5.2 Convenzioni Segni Sollecitazioni

La terna di riferimento sia locale che generale é destrorsa e pertanto si hanno le seguenti convenzioni sui segni delle sollecitazioni di estremità:

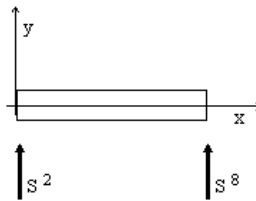
3.5.2.1 Sforzi Normali

- $S^1 = N_i$ Positivo indica compressione.
- $S^7 = N_j$ Positivo indica trazione.



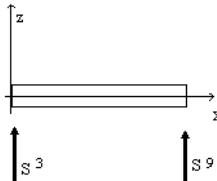
3.5.2.2 Tagli nel Piano x-y Locale

- $S^2 = T_{ixy}$ Positivo se concorde con y locale.
- $S^8 = T_{ixy}$ Positivo se concorde con y locale.



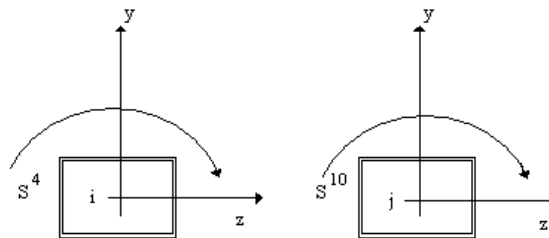
3.5.2.3 Tagli nel Piano x-z Locale

- $S^3 = T_{ixz}$ Positivo se concorde con z locale.
- $S^9 = T_{jxz}$ Positivo se concorde con z locale.



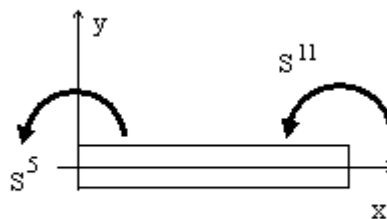
3.5.2.4 Momenti Torcenti

- $S^4 = M_{iy}$ Positivo se l'asse vettore é concorde con l'asse x locale.
- $S^{10} = M_{jy}$ Positivo se l'asse vettore é concorde con l'asse x locale.



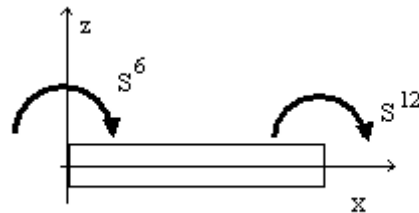
3.5.2.5 Momenti nel Piano x-y Locale

- $S^5 = M_{ixy}$ Positivo se l'asse vettore é concorde con l'asse z locale.
- $S^{11} = M_{jxy}$ Positivo se l'asse vettore é concorde con l'asse z locale.



3.5.2.6 Momenti nel Piano x-z Locale

- $S^5 = M_{ixz}$ Positivo se l'asse vettore é concorde con l'asse y locale.
- $S^{11} = M_{jxz}$ Positivo se l'asse vettore é concorde con l'asse y locale.



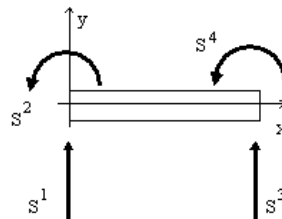
3.6 ELEMENTO TRAVE SU SUOLO ELASTICO

Per schematizzare le travi su suolo alla Winkler viene impiegata una matrice di rigidità.

Seguendo tale definizione della matrice di rigidità, posto:

- $B = [k/(4EJ)]$ essendo k la costante di sottofondo;
- $\delta = Bl$
- $\Phi_0(x) = \cos(Bx)\cosh(Bx)$
- $\Phi_1(x) = 1/2[\sin(Bx)\cosh(Bx) + \cos(Bx)\sinh(Bx)]$
- $\Phi_2(x) = 1/2[\sin(Bx)\sinh(Bx)]$
- $\Phi_3(x) = 1/4[\sin(Bx)\cosh(Bx) - \cos(Bx)\sinh(Bx)]$
- $D = \Phi_2(\delta)\Phi_2(\delta) - \Phi_1(\delta)\Phi_3(\delta)$

e con le convenzioni su tagli e momenti della figura seguente



i termini flessionali della matrice di rigidità risultano:

- $K(1,1) = B^3EJ[4\Phi_2(\delta)\Phi_3(\delta) + \Phi_0(\delta)\Phi_1(\delta)]/D$
- $K(2,1) = B^2EJ[\Phi_0(\delta)\Phi_2(\delta) + 4\Phi_3(\delta)\Phi_3(\delta)]/D$
- $K(2,2) = BEJ[\Phi_1(\delta)\Phi_2(\delta) - \Phi_0(\delta)\Phi_3(\delta)]/D$
- $K(3,1) = 4B^3EJ\Phi_1(\delta) - 4B\Phi_3(\delta) - K(1,1)\Phi_0(\delta)$
- $K(3,2) = 4B^2EJ\Phi_2(\delta) + K(2,1)\Phi_0(\delta) - K(1,1)\Phi_1(\delta)/B$
- $K(3,3) = K(1,1)$
- $K(4,1) = -K(3,2)$
- $K(4,2) = -4BEJ\Phi_3(\delta) - K(2,2)\Phi_0(\delta) + K(2,1)\Phi_1(\delta)/B$
- $K(4,3) = -K(2,1)$
- $K(4,4) = K(2,2)$

Si è utilizzata questa modellazione perché fornisce in modo diretto i vari termini di rigidità della trave senza procedere per inversione della matrice di flessibilità ma semplicemente utilizzando l'integrale della linea elastica ed imponendo, di volta in volta, gli spostamenti unitari e ricavandone le azioni correlative.

La matrice che ne risulta ha sei gradi di libertà (3 per nodo) e tiene conto esclusivamente delle azioni flesso-taglienti nel piano verticale della trave e del momento torcente.

Le restanti azioni di tipo assiale e flessionale agenti nel piano orizzontale, non vengono prese in considerazione.

Pertanto è necessario vincolare i nodi di estremità della trave alla traslazione nel piano X-Y globale ed alla rotazione attorno all'asse Z globale.

Problemi di interazione suolo-struttura in direzione orizzontale possono essere realizzati mediante l'introduzione di elementi *molla* equivalenti.

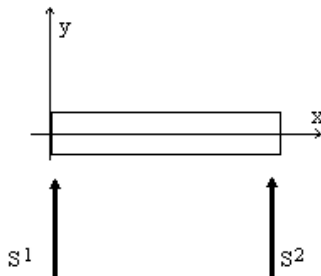
L'ipotesi di suolo alla Winkler costituisce, per sua natura, un vincolo traslazionale bilaterale per la trave. In realtà non è ammissibile la presenza di zone di terreno in trazione in quanto in tale circostanza l'ipotesi di vincolo bilaterale non troverebbe riscontro fisico.

3.6.1 Convenzioni Segni Sollecitazioni

La terna di riferimento, sia locale che generale, è destrorsa e, pertanto, si hanno le seguenti convenzioni sui segni delle sollecitazioni di estremità:

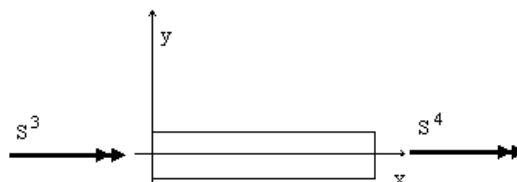
3.6.1.1 Tagli nel Piano x-y Locale

- $S^1 = T_{ixy}$ Positivo se concorde con y locale.
- $S^2 = T_{jxy}$ Positivo se concorde con y locale.



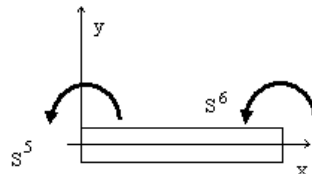
3.6.1.2 Momenti Torcenti

- $S^3 = M_{izy}$ Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse x locale.
- $S^4 = M_{jzy}$ Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse x locale.



3.6.1.3 Momenti nel Piano x-y Locale

- $S^5 = M_{ixy}$ Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse z locale.
- $S^6 = M_{jxy}$ Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse z locale.



3.7 ELEMENTO PLINTO

3.7.1 Matrice di rigidità del Plinto

L'elemento plinto viene schematizzato per mezzo della matrice 3 x 3 relativa alle componenti traslazionali in direzione Z globale (parallelo all'asse locale 3) e flessionali attorno agli assi locali 1 ed 2.

Supponendo il sistema locale parallelo a quello globale, chiamando **A** l'area di impronta sul terreno del plinto e **J_x** e **J_y** i due momenti d'inerzia di tale area rispetto agli assi x ed y, la matrice di rigidità del plinto viene così espressa:

$$\begin{matrix}
 U_z & R_x & R_y \\
 K_{zz} & 0 & 0 \\
 0 & K_{xx} & 0 \\
 0 & 0 & K_{yy}
 \end{matrix}$$

- $K_{zz} = K_{ter.} * A$
- $K_{xx} = K_{ter.} * J_y$
- $K_{yy} = K_{ter.} * J_x$

In funzione dei gradi di libertà rimasti attivi, è necessario vincolare il nodo del plinto alla traslazione nel piano X-Y globale e alla rotazione attorno all'asse Z globale.

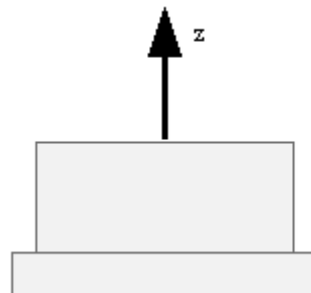
L'ipotesi di suolo alla Winkler, costituendo per sua natura un vincolo traslazionale bilatero per il plinto, cade in difetto qualora svolto il calcolo si individuassero sul terreno zone soggette a trazione.

3.7.2 Convenzioni Segni Sollecitazioni

La terna di riferimento sia locale che globale è destrorsa e pertanto si hanno le seguenti convenzioni sui segni delle sollecitazioni di estremità:

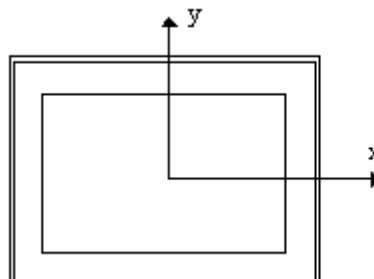
3.7.2.1 Sforzo Normale

- N Negativo se di compressione per il terreno.



3.7.2.2 Momenti Flettenti

- M_x Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse X globale.
- M_y Positivo se l'asse vettore è concorde con l'asse Y globale.



3.8 ELEMENTI PIANI

3.8.1 Generalità

Nel seguito con la dizione *Lastra* si intenderanno gli elementi bidimensionali sottoposti a carichi agenti nel proprio piano, come ad esempio le travi parete, mentre con la dizione *Piastra* si intenderanno gli elementi bidimensionali sottoposti a carichi agenti normalmente al proprio piano, come ad esempio le platee di fondazione. Nel seguito, ai fini di una

trattazione più lineare, benché gli elementi a 3, 4 ed 8 nodi a disposizione sviluppino sia un comportamento a piastra che a lastra, questi due modi di utilizzazione saranno trattati separatamente. Per entrambi i comportamenti la forma degli elementi a 4 o 8 nodi è *libera* nel senso che il contorno è poligonale e non necessariamente quadrato o rettangolare anche se come si vedrà è bene non eccedere deformando eccessivamente l'elemento.

3.8.2 Numerazione Nodale

L'ordine con cui vengono numerati i nodi degli elementi Triangolari è il seguente:

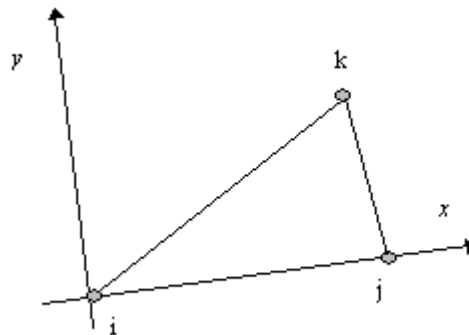


Figura 9 Ordine di numerazione nodale per gli elementi Triangolari.

La terna di riferimento locale è così disposta:

- Asse x Dal nodo **i** verso il nodo **j**
- Asse y Normale all'asse x , passante per il nodo **i** dalla parte del nodo **k**
- Asse z Ottenuto per prodotto vettoriale fra gli assi x ed y precedentemente definiti.

L'ordine con cui vengono numerati i nodi degli elementi lastra-piastra a 4 nodi è il seguente:

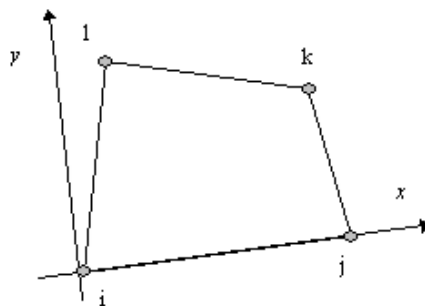


Figura 10 Ordine di numerazione per gli elementi finiti a quattro nodi.

La terna di riferimento locale è così disposta:

- Asse x Dal nodo **i** verso il nodo **j**
- Asse y Normale all'asse x , passante per il nodo **i** dalla parte del nodo **k**
- Asse z Ottenuto per prodotto vettoriale fra gli assi x ed y precedentemente definiti.

L'ordine con cui vengono numerati i nodi degli elementi lastra-piastra a 8 nodi é il seguente:

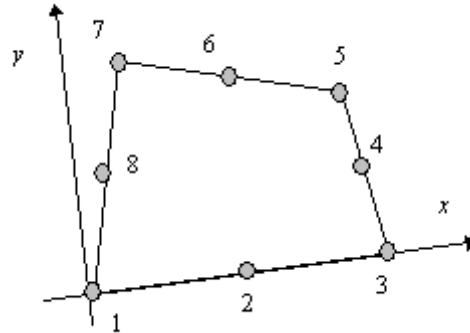


Figura 11 Ordine di numerazione per gli elementi finiti a otto nodi.

La terna di riferimento locale é così disposta:

- Asse x Dal nodo **1** verso il nodo **3**
- Asse y Normale all'asse x , passante per il nodo **1** dalla parte del nodo **5**
- Asse z Ottenuto per prodotto vettoriale fra gli assi x ed y precedentemente definiti

3.9 ELEMENTO SETTO

3.9.1 Matrice di Rigidezza del Setto

La matrice di rigidezza del setto viene ottenuta per sottostrutturazione utilizzando come elementi base 4 elementi lastra-piastra a 4 nodi. Similmente a quanto detto per l'elemento a 4 nodi in regime flessionale, la matrice di rigidezza del setto é ottenuta sub-assemblando 4 elementi a 4 nodi e condensando, successivamente, i gradi di libertà non appartenenti ai nodi posti sui vertici. La matrice di rigidezza che ne consegue conserva le proprietà dell'elemento base che la compone (buona convergenza in regime lastra-piastra e copertura efficace della rotazione normale al piano del setto) e può essere ragionevolmente impiegata per modellare i setti da predisporre nelle normali costruzioni. Non soffre di limitazioni relativamente alla possibilità di essere inserito in qualunque sottoinsieme strutturale (non necessariamente fra solai) ma il suo campo di impiego é bene sia limitato a rapporti massimi fra i lati compresi fra $0.5 < \mathbf{B}/\mathbf{H} < 2$. La numerazione nodale risulta essere come da figura. La terna di riferimento locale é così costruita:

- Asse x Dal nodo **i** al nodo **l**
- Asse y Passante per il nodo **i** dalla parte del piano del nodo **k**
- Asse z Viene ottenuto per prodotto vettoriale fra gli assi x e y precedentemente definiti

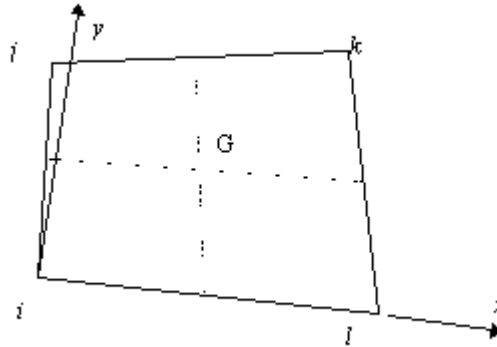


Figura 12 Assi locali dell'elemento equivalente.

3.9.2 Convenzioni Segni Sollecitazioni

Nonostante per ogni nodo del setto siano note le 6 componenti di sollecitazione, in fase di output le azioni nel setto vengono designate nel modo seguente:

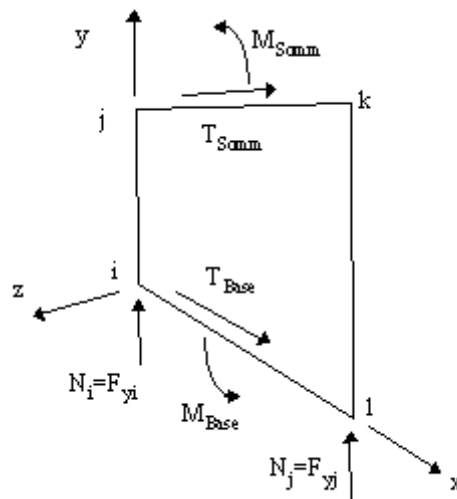


Figura 13 Convenzioni sui segni.

4. NODI ELEMENTI CARICHI

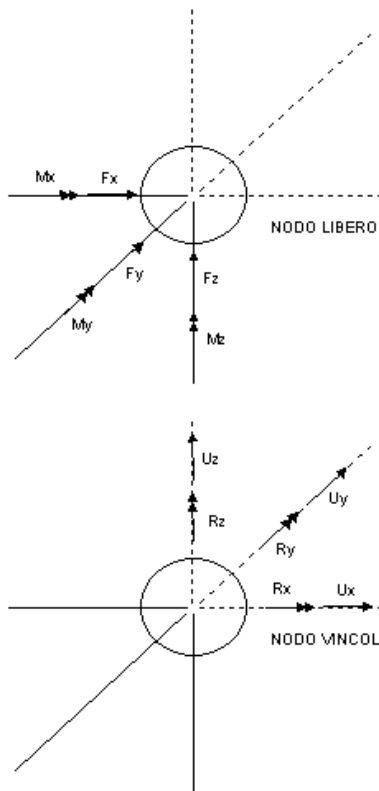
4.1 PROPRIETÀ DEI NODI

Un nodo è un punto di coordinate x,y,z , assegnate nel sistema di riferimento globale, con 6 gradi di libertà (3 traslazioni e 3 rotazioni).

Il sistema risolutivo procede, per ciascun nodo, al calcolo della componente di spostamento relativa ad ogni grado di libertà disponibile dopo aver individuato tra i termini noti la duale forza esterna applicata. Per i gradi di libertà soppressi (vincolati), si determinano le reazioni vincolari.

Per ogni g.d.l. attivo si fissa l'azione esterna omologa e si determina lo spostamento corrispondente. Per ogni g.d.l. soppresso si fissa a zero lo spostamento omologo e si valuta l'azione esterna (reazione vincolare).

Un nodo può essere: generato, vincolato, caricato, collegato ad elementi, spostato, copiato, cancellato, nascosto o visibile, appartenere o meno ad un impalcato rigido, avere una numerazione libera o assegnata.



Il posizionamento dei nodi della struttura costituisce il primo passo della modellazione. Per eseguire questa operazione il Pre-Processore mette a disposizione diversi comandi nel menu Nodi in grado di facilitare notevolmente il compito e di ridurre al minimo i tempi di input.

Esiste una distanza minima, stabilita dall'operatore, che deve sussistere tra due nodi affinché non intervenga la procedura che determina la fusione dei due nodi. In particolare quando un nodo viene generato in una posizione, il programma si accerta che nel raggio definito (vedi la sezione Configurazione) non esiste già un altro nodo. Solo se la posizione è ritenuta libera il nuovo nodo viene generato, altrimenti si ha la fusione.



Il nodo viene sempre generato libero da vincoli esterni.

Non è possibile calcolare un modello che possiede nodi liberi non connessi ad alcun elemento perché si creerebbero delle labilità.

Oltre ai nodi strutturali di cui sopra, esistono i seguenti tipi di nodi che vengono costruiti

automaticamente dal programma:

- nodo **K**: serve per l'orientamento della sezione trasversale di un'asta;
- nodo **Master**: viene creato quando si definisce un solaio rigido per assegnare la posizione della massa di impalcato.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 26/90	

4.2 PROPRIETÀ DI UN ELEMENTO

Un elemento finito viene impiegato per modellare un tratto di struttura compreso entro un determinato numero di nodi. Gli elementi puntuali (plinti, pali) fanno riferimento ad un unico nodo, quelli lineari (travi, pilastri, bielle) necessitano di soli due nodi agli estremi, mentre, per quelli piani (setti, elementi triangolari, elementi 4 nodi, elementi isoparametrici ad 8 nodi) o tridimensionali il numero dei nodi cresce (andando ad aumentare velocemente la dimensione del sistema di equazioni da risolvere).

Le informazioni necessarie per la definizione di un dato elemento finito sono:

- Tipo di elemento
- Nodi tra cui é compreso
- Sezione (geometria, orientamento, materiale)
- Proprietà Particolari (Elemento Ausiliario, Fixing Factors, Elemento Resistente solo a Trazione, Direzione Tensioni negli Elementi Piani)
- Carichi applicati

In *software impiegato nella presente progettazione* sono disponibili gli elementi finiti descritti nel capitolo relativo alla Modellazione Strutturale.

Nelle estremità dell'elemento di tipo Trave e Pilastro é possibile definire il grado di vincolo interno alla rotazione. Si riesce così ad ottenere un'estremità internamente incastrata al resto della struttura (piena continuità materiale tra due o più elementi contigui), incernierata (come nella Biella) ed anche qualsiasi grado di vincolo intermedio variando il parametro con continuità tra 0 e 100 %. Per maggiori dettagli consultare la Guida Rapida del comando citato.

Di default la connessione viene considerata completa in modo da far corrispondere la perfetta continuità materiale tra il nodo strutturale e le sezioni di estremità degli elementi che vi convergono.

Gli elementi di tipo Biella, Trave e Pilastro possono essere specializzati ulteriormente in funzione della possibilità di possedere o meno rigidità assiale in modo da simulare un controvento resistente solo a trazione o solo a compressione (comportamento monolatero).

La Biella é impiegata anche per simulare un isolatore sismico o un dissipatore di energia.

4.3 PROPRIETÀ DEI CARICHI

Si possono distinguere azioni statiche puntuali, distribuite linearmente e su una superficie oltre alle variazioni termiche.

Considerando, infatti, su cosa agisce il carico, si possono distinguere tre categorie di carico:

- Carichi applicati ai *Nodi*.
- Carichi applicati agli *Elementi*.
- Carichi applicati su *Superfici* (dette *Aree di Carico*).

Ogni carico agisce in una specifica *Condizione di Carico*, definita dall'utente tramite un codice numerico che la identifica. L'effetto complessivo delle azioni sul modello viene ottenuto combinando le condizioni definite.

É necessario impostare il numero identificatore della Condizione di Carico desiderata prima di generare (o cancellare) il carico.

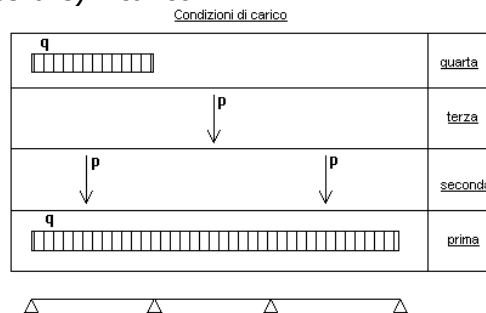


Figura 14 Il modello strutturale e le condizioni di carico previste dall'utente.

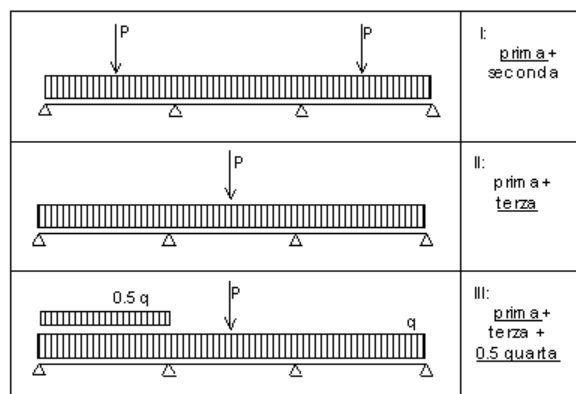




Figura 15 Le combinazioni delle condizioni di carico previste dall'utente.

I carichi agenti sui nodi di un impalcato rigido, applicati nella direzione complanare al solaio stesso (per esempio azione del vento), sono tenuti in conto.

I carichi agenti direttamente sugli elementi appartenenti ad un impalcato rigido (per esempio travi), applicati nella direzione complanare al solaio stesso, non possono essere tenuti in conto in quanto i nodi appartenenti al solaio risultano vincolati tra loro con la relazione geometrica di corpo rigido ed i carichi sulle aste, per esempio, non possono produrre rotazioni nodali (rotazione nel piano X-Y).

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 28/90	

Per definire azioni complanari al solaio si deve arrivare a definire un carico nodale e ci sono diversi modi per farlo: azione concentrata sul nodo, azione concentrata sul nodo master del solaio, azione nodale derivata dalla pressione agente su un'area di carico (vedi oltre).

4.3.1 Carichi Nodali

I carichi nodali agiscono secondo le direzioni globali **X, Y, Z** e sono definiti dalle tre componenti forza **P_x, P_y, P_z** e dalle tre componenti coppia **M_x, M_y, M_z**.

Le componenti di carico nodale sono positive se concordi con gli assi del Sistema di Riferimento Globale.

4.3.2 Carichi sugli Elementi

I carichi su un elemento vengono applicati nella condizione di carico corrente e secondo la *direzione di carico corrente* del *sistema di riferimento corrente*.

La direzione positiva dei carichi distribuiti e concentrati applicati agli elementi é opposta a quella indicata dagli assi del sistema di riferimento corrente.

Nel caso di Plinti, le azioni dovute al peso proprio vengono trasformate dalla procedura in azioni nodali equivalenti. Quando si eliminano elementi di questo tipo dal modello, l'algoritmo non provvede automaticamente ad asportare dai relativi nodi le eventuali componenti dovute al loro peso proprio. In tali casi, dopo aver terminato le modifiche del modello, é opportuno eliminare la condizione di carico del peso proprio e rieseguirne il computo.

4.3.3 Aree di Carico

Un'area di carico é una superficie piana a contorno poligonale i cui vertici coincidono con nodi strutturali ed i lati sono costituiti da elementi lineari tipo trave, trave di fondazione, pilastro oppure un bordo del setto. Essa appare a video rappresentata da un bordo che segue l'andamento degli elementi che la definiscono.

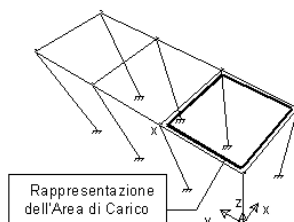


Figura 16 Rappresentazione delle Aree di Carico.

Le aree di carico possono avere forma poligonale qualsiasi ma in ogni caso devono rispettare necessariamente le seguenti condizioni:

1. Essere Chiuse.
2. Essere Piane.
3. Avere area non nulla.
4. Essere Monoconnesse.
5. Essere Compatte.
6. Inoltre ogni lato deve essere attraversato una sola volta durante un ipotetico percorso sui bordi della superficie.

Nella figura seguente sono mostrate sei aree di carico non ammesse perché non rispettano contemporaneamente tutte le condizioni suddette.

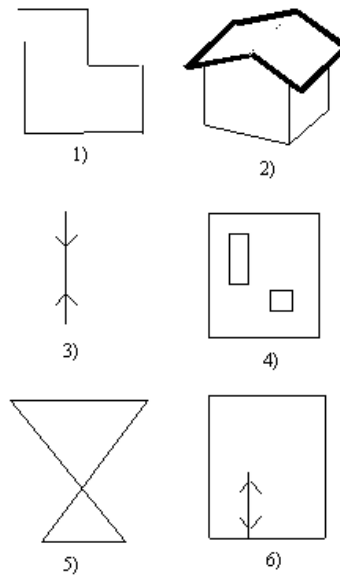
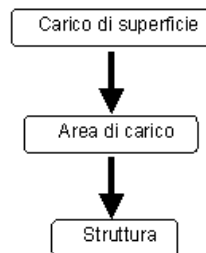


Figura 17 Tipologie di Aree di Carico non ammesse.

Un'area di carico viene generata su una zona del modello strutturale quando si intende applicare in tale regione una pressione di superficie. L'area di carico agisce quindi da interfaccia tra carico e struttura.



La funzione dell'area di carico é quella di collegare i carichi di superficie alla struttura. La tipologia di un'area di carico é contraddistinta da un numero identificatore X che ne consente l'associazione ad una o più azioni superficiali.

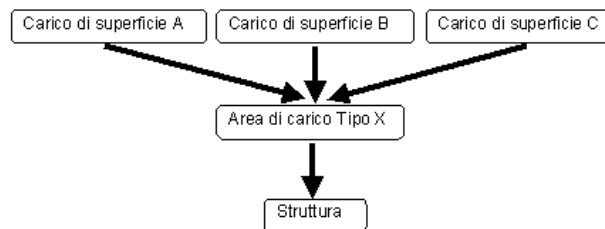
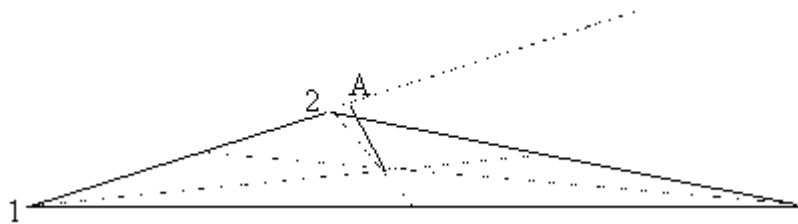


Figura 18 Relazione tra Carichi di Superficie e Area di Carico.

Le pressioni applicate ad un'area di carico ad orditura incrociata possono essere ripartite sui bordi portanti attraverso due metodi:

1. in base ai coefficienti di ripartizione definiti dall'utente;
2. in funzione dell'area di influenza.

Il secondo metodo viene automaticamente escluso quando la geometria dell'area di carico non é regolare (non standard). Per esempio, un triangolo é non regolare quando la proiezione del proprio baricentro su un lato non appartiene al perimetro.



Il punto A, proiezione del baricentro sul lato 1-2, non appartiene al perimetro del triangolo.

4.3.4 Proprietà di un'Area di Carico

Ogni area di carico è caratterizzata da:

- Numero identificatore della tipologia.
- Direzione della normale uscente dalla superficie.
- Direzione dell'orditura.

Le suddette caratteristiche dell'area modificano il modo con cui i carichi ad essa associati vengono trasferiti agli elementi perimetrali.

Il numero identificatore viene assegnato al momento della generazione dell'area e può essere modificato successivamente.

La direzione positiva della normale all'area di carico, è parallela ed equiversa a quella dell'asse locale 3, e la posizione di quest'ultimo dipende dal verso seguito nella costruzione del perimetro poligonale che descrive la superficie.

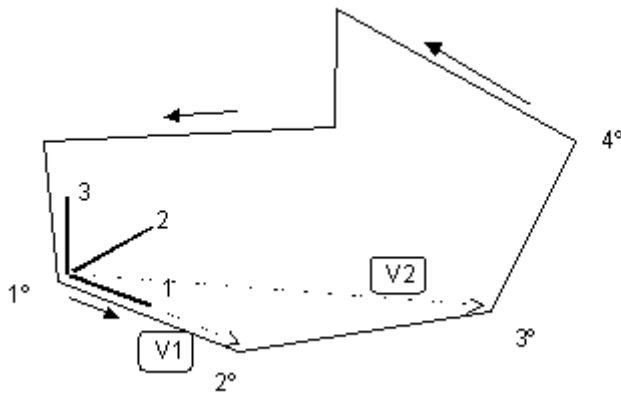


Figura 19 Sistema di riferimento di una Area di Carico.

Il sistema di riferimento locale di un'area di carico viene definito nel seguente modo:

1. L'origine coincide con il primo nodo individuato.
2. L'asse **1**, passante per l'origine, è parallelo alla direzione di **V1** definito dai primi due nodi selezionati (primo lato).
3. L'asse **3**, passante per l'origine, è ottenuto dal prodotto vettoriale tra **V1** e **V2** (vettore condotto tra il nodo n. 1 e quello, dopo il 2°, non giacente sulla direzione definita da **V1**).
4. L'asse **2**, infine, è ottenuto dal prodotto vettoriale tra l'asse **1** e l'asse **3**.

L'individuazione dei nodi, appartenenti al bordo dell'area, può avvenire in modo automatico o manuale selezionando uno per volta in sequenza i vertici che interessano.

Il verso di percorrenza antiorario lungo il bordo dell'area, vista sul piano di proiezione utilizzato, genera una normale uscente che, come mostrato in figura seguente, nel caso A risulta parallela all'asse Z, nel caso B è parallela all'asse X e nel caso C ha il verso opposto all'asse Y.

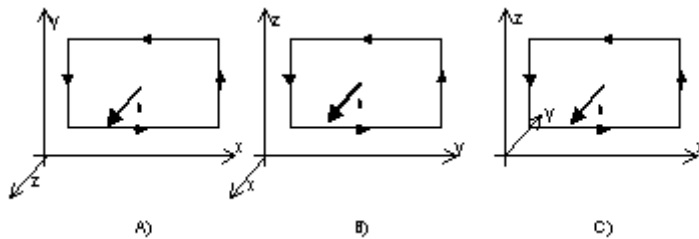


Figura 20 Relazione tra il verso di percorrenza e la direzione della normale.

La direzione dell'orditura definisce su quali travi, tra quelle disposte lungo il bordo, far fluire il carico ripartito in funzione della pressione applicata all'area di carico e della sua estensione. Tale direzione, nel caso di orditura semplice, é di default parallela a quella assunta dal primo lato del poligono di bordo dell'area di carico. Nel caso di orditura incrociata, quella in direzione x locale resta parallela alla direzione del primo lato mentre l'orditura in direzione y locale risulterà ortogonale alla precedente. Così, quando si procede alla definizione di un'area di carico, attraverso l'indicazione della sequenza dei vertici costituenti il bordo, i primi due nodi stabiliscono la direzione dell'orditura (orditura x nel caso di orditura incrociata) ed il verso della normale uscente.

4.3.5 Proprietà di un Carico Superficiale

Le pressioni superficiali, in base all'orditura dell'area di carico ed all'angolo di deviazione definiti, vengono tradotte in carichi ripartiti di linea ed attribuiti ai relativi elementi perimetrali portanti. In alternativa, tali pressioni possono essere tradotte in carichi concentrati nei nodi.

Per definire un carico di superficie occorre specificare:

- L'identificatore della Tipologia dell'Area di Carico a cui associarlo.
- L'angolo di deviazione della direzione di orditura x rispetto alla direzione del primo lato (asse x locale).
- I coefficienti di ripartizione sui bordi del carico totale.
- La *Condizione di Carico* in cui é attivo.
- La pressione superficiale in direzione X.
- La pressione superficiale in direzione Y.
- La pressione superficiale in direzione Z.
- Il sistema di riferimento da adottare per la definizione delle pressioni assegnate (*globale, globale proiettato o locale*).
- Scelta per trasferire il carico come azione distribuita sulle travi o come carichi concentrati nei nodi.

L'orditura di un'area di carico può essere semplice o incrociata. La ripartizione del carico sui bordi di un'orditura incrociata richiede di specificare con quali proporzioni il carico totale **Qtot** va distribuito in **Qx,tot**, agente secondo la direzione dell'orditura x, parallela a quella del primo lato se la deviazione é nulla, ed in **Qy,tot**, agente secondo l'orditura y (ortogonale alla prima). Allo scopo si definisce il parametro **RXX** (da 0 a 1) con cui si stabilisce la quota parte di carico che va computata nella direzione dell'orditura x per cui si avrà:

$$Q_{x,tot} = RXX * Q_{tot}$$

$$Q_{y,tot} = (1-RXX) * Q_{tot}$$

Per ciascuna di queste orditure occorre specificare i parametri di ripartizione secondo la direzione positiva (**rx** ed **ry**, compresi tra 0 ed 1) in modo da determinare **Qx⁺**, **Qx⁻**, **Qy⁺**, **Qy⁻**:

$$Q_{x+} = r_x * Q_{x,tot}$$

$$Q_{x-} = (1-r_x) * Q_{x,tot}$$

$$Q_{y+} = r_y * Q_{x,tot}$$

$$Q_{y-} = (1-r_y) * Q_{x,tot}$$

Per un'area di carico ad orditura semplice il carico totale va distribuito secondo una sola direzione per cui, ad esempio, sarà pari ad 1 **RXX** (100 %) il coefficiente di distribuzione in direzione X e sarà nulla la quota di carico in direzione ortogonale. Generalmente la ripartizione in direzione X é al 50 % per ciascun verso (**rx** = 0.5, **ry** indifferente) mentre per un'area di carico che intende simulare il carico agente su una maglia a sbalzo (elementi portanti solo da un lato) la ripartizione sarà del 100 % verso il bordo portante e dello 0 % verso quello non portante (valutato se il bordo portante lo si incontra procedendo nel verso positivo o negativo dell'orditura X, si stabilisce **rx**=1 o **rx**=0 rispettivamente, **ry** indifferente).

Di default il carico si intende definito nel *Riferimento Globale* per cui una pressione **q_z**, ad esempio, (positiva se discorde al verso dell'asse Z globale) viene applicata sull'estensione reale **A** dell'area di carico e ripartita sugli elementi di bordo in funzione della direzione di orditura e delle relative aree di influenza:

$$\text{carico totale} = \mathbf{A} \cdot \mathbf{q}_z$$

- A : estensione non proiettata misurata nel piano dell'area di carico
- A^p : estensione proiettata sul piano coordinato
- q_z : pressione

Nel *Sistema di Riferimento Globale Proiettato* la pressione **q_z** viene applicata alla proiezione **A^p** dell'area di carico:

$$\text{carico totale} = \mathbf{A}^p \cdot \mathbf{q}_z$$

Quando si sceglie il sistema di riferimento *Globale* o *Globale Proiettato*, la direzione della normale uscente dall'area di carico é ininfluente su quella della pressione da assegnare. La direzione positiva dei carichi coincide, in questi casi, con quella assunta dagli assi negativi del sistema di riferimento globale.

Nel *Sistema di Riferimento Locale* la pressione **q_z** agisce in direzione dell'asse 3 (secondo la normale all'area di carico) e applicata sull'estensione:

$$\text{carico totale} = \mathbf{A} \cdot \mathbf{q}_z$$

q_z : pressione in direzione dell'asse 3

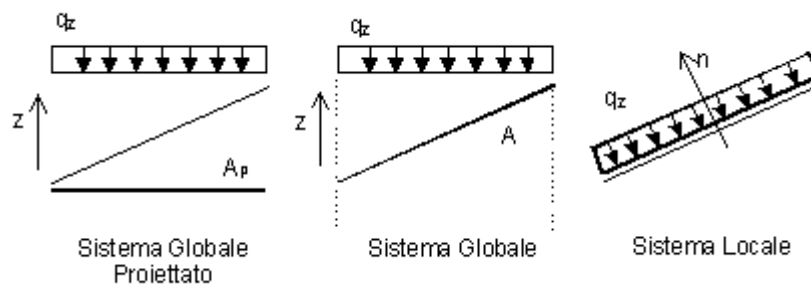




Figura 21 Sistema globale, globale proiettato e locale.

Quando si sceglie il sistema di riferimento *Locale* la direzione positiva del carico é discorde con quella assunta dall'asse positivo del sistema di riferimento *Locale* per cui la direzione della normale influisce sul verso della pressione **q_z**.

Pressione	Sistema Globale	Sistema Locale
qx	-X	-1

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 33/90	

qy	-Y	-2
qz	-Z	-3

Fig. 11 Direzione positiva delle pressioni superficiali nei due sistemi di riferimento.

Il carico neve agisce in direzione verticale ed é riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura per cui il sistema di riferimento Globale Proiettato risulta quello idoneo per definire correttamente tale pressione.

Il vento produce un'azione che viene messa in conto come pressione agente normalmente alle superfici per cui il sistema di riferimento Locale risulta di ausilio nella definizione corretta di tale azione esterna.

5. CALCOLO

5.1 DEFINIZIONE ED ESECUZIONE DEL CALCOLO

Solitamente la fase di modellazione della struttura, totalmente gestita dal Pre-Processore, viene conclusa con la definizione del tipo di analisi da condurre.

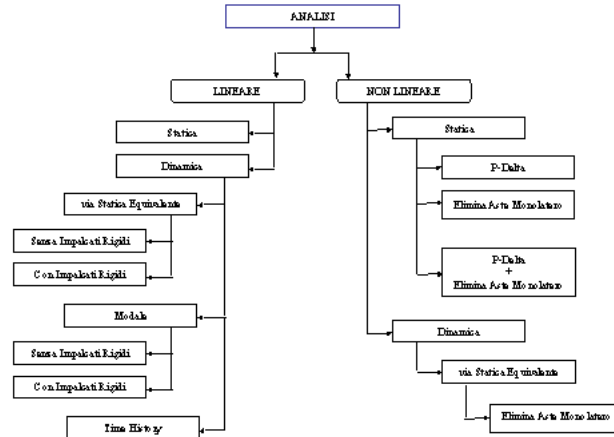


Figura 22 Tipi di analisi disponibili nel software impiegato .

Come vedremo in dettaglio più avanti, i tipi di calcolo implementati in *WinStrand* sono divisi: un gruppo di natura Statica ed altri di natura Dinamica. Nello schema di Fig. precedente si riporta la suddivisione dei vari tipi di analisi in funzione della linearità.

Per potere effettuare un'analisi di un modello con ipotesi di impalcati infinitamente rigidi occorre eseguire i seguenti passi:

1. Definire i Solai.
2. Se é il caso, modificare la direzione della numerazione nodale.
3. Riordinare la Numerazione Nodale.
4. Definire il Tipo di Calcolo.
5. Calcolare le Masse dei solai (no in analisi statica).
6. Eseguire il Controllo Dati per intercettare eventuali errori di modellazione.
7. Salvare il progetto così impostato.
8. Se é il caso, ottimizzare la larghezza di banda.
9. Eseguire il calcolo con il Codecal.

Per potere effettuare un'analisi di un modello senza ipotesi di impalcati infinitamente rigidi occorre eseguire i seguenti passi:

1. Se é il caso, modificare la direzione della numerazione nodale.
2. Riordinare la Numerazione Nodale.
3. Definire il Tipo di Calcolo.
4. Eseguire il Controllo Dati per intercettare eventuali errori di modellazione.
5. Salvare il progetto così impostato.
6. Se é il caso, ottimizzare la larghezza di banda.
7. Eseguire il calcolo con il Codecal.

Si procede con la valutazione delle masse nodali (calcolo tipo *lumped mass*) e si determinano le forze sismiche derivanti dall'accelerazione imposta in modo semplicemente proporzionale alle masse nodali, senza considerare il *Coefficiente di distribuzione* γ_i indicato al punto C.6.1.1 delle "*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*" (D.M.

16 gennaio 1996). In tale modo la forza sismica nodale non viene ad essere modificata in funzione dell'altezza dalla fondazione del proprio punto di applicazione.

Nello schema seguente si illustrano le situazioni di calcolo più ricorrenti prevedibili per un telaio da sottoporre ad analisi sismica.

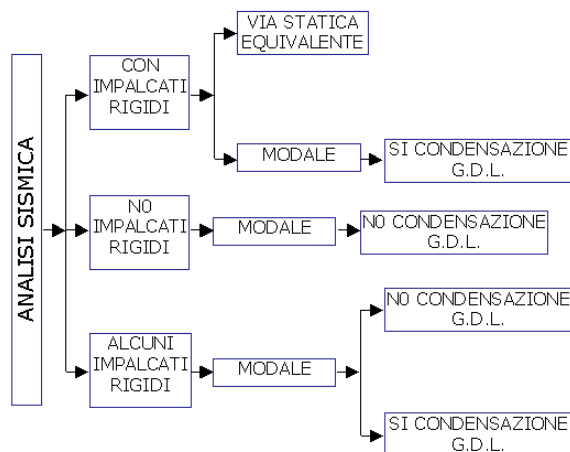


Figura 23 Tipologia di analisi utilizzabile in funzione del tipo di struttura.

Nel caso in cui nel telaio ci siano solo alcuni impalcati rigidi (quando cioè l'ipotesi non è estendibile ovunque nella struttura) l'analisi potrà essere del tipo Modale senza condensazione dei gradi di libertà. Nei piani in cui si intende simulare la presenza di impalcati infinitamente rigidi occorre prevedere un sistema di controventamento di piano da realizzarsi con bielle ausiliarie (fittizie). Tali elementi devono avere un'elevata rigidità assiale $K=EA/L$ per cui, mentre l'estensione L è già determinata dalla geometria del modello, la definizione del valore EA deve assumere un'entità tale da consentire solo degli spostamenti relativi trascurabili nel piano di controvento.

Anche l'utilizzo di elementi piani ausiliari è consentito ma in questo caso non si dispone della possibilità di incernierare internamente l'unione elemento piano-colonne. Il risultato è che all'equilibrio alla rotazione del nodo intorno agli assi X e Y partecipa anche l'elemento piano variando notevolmente le sollecitazioni flessionali nelle colonne rispetto al comportamento reale. Lo schema statico A) della figura seguente necessita dell'impiego di elementi ausiliari tipo asta (Travi, Pilastri) su cui poter definire valori adeguati del fixing factors. Nel caso specifico sono le travi a dover essere calibrate con il valore di fixing factor adeguato. Lo schema statico B), della stessa figura, può vedere l'impiego di elementi ausiliari di tipo piano (Triangolari, 4 Nodi) nella modellazione degli elementi di implacato, riservando la definizione dei *fixing factors* sulle sezioni di estremità delle colonne.

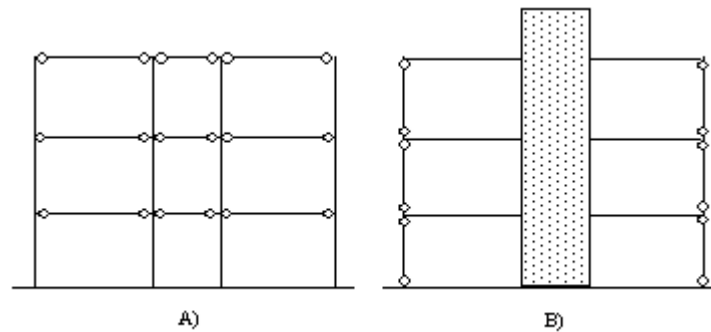
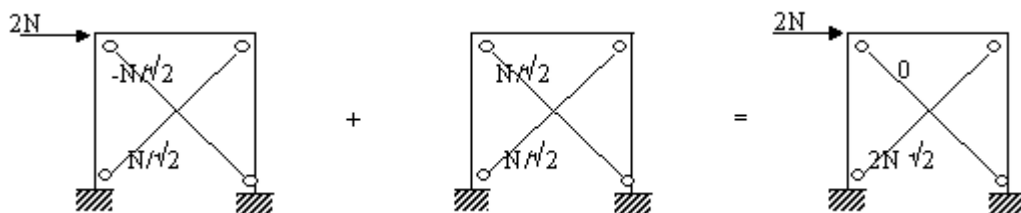


Figura 24 Esempi di schemi statici.

Nel caso in cui nel telaio ci siano solo alcuni impalcati rigidi è stata introdotta una modalità di calcolo alternativa che consente di condurre ancora un'analisi dinamica con condensazione dei gradi di libertà. Il procedimento si attiva con l'opzione che *considera le masse dei nodi liberi* presenti nel modello, disponibile nella definizione del tipo di calcolo da eseguire. Con questa modalità si può considerare la direzione di ingresso del sisma orizzontale ma anche verticale e si ottiene anche la valutazione delle eccentricità aggiuntive delle masse nei solai (generalmente +/- 5% della dimensione del solaio nella direzione ortogonale a quella del sisma), ove definiti, come prevedono le normative più recenti (NTC 2008.).

5.2 ASTE A COMPORTAMENTO MONOLATERO

Qualora nel modello strutturale si siano introdotte delle aste resistenti solo a trazione e/o solo a compressione è possibile svolgere un'Analisi Statica della struttura che tenga conto di queste proprietà del modello (ciò è possibile solo in un'analisi statica). In questo caso il codice di calcolo, con un processo di tipo iterativo, provvede a scaricare le aste non compressibili e/o quelle che non possono sopportare trazione. In pratica, alla *i*-esima combinazione di carico il codice di calcolo aggiunge, se **n** è il numero di condizioni di carico statiche definite, la condizione di carico **n+i** costruita in modo tale da azzerare gli sforzi assiali di compressione (trazione) nelle aste che non li prevedono.

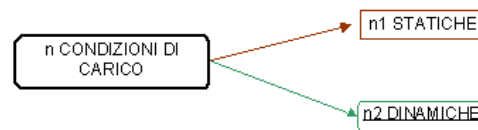


La condizione di carico fittizia che annulla gli sforzi di compressione nelle aste definite come resistenti solo a trazione.

Per questa ragione, se **m** è il numero di combinazioni di carico previste, il codice di calcolo necessita di *m* condizioni di carico ausiliarie per azzerare lo stato di sforzo sulle aste a comportamento monolatero. Di conseguenza si riduce da **Nmax** a **Nmax-m** il numero massimo di condizioni di carico che l'utente ha a disposizione per caricare la struttura.

5.3 COMBINARE LE CONDIZIONI DI CARICO

Ogni azione esterna agisce sul modello strutturale in una specifica condizione di carico. L'organizzazione delle condizioni di carico è totalmente gestita dall'utente. In figura vengono mostrate schematicamente le tipologie di condizioni di carico da considerare: un numero pari ad **n1** di natura statica ed un numero **n2** di natura dinamica (**n1 + n2 = n**)



L'analisi prende in considerazione condizioni di carico statiche e dinamiche. Nella fase di definizione del Tipo di Calcolo vengono predisposte dall'utente **m** combinazioni con le **n** condizioni di carico previste. Ciascuna combinazione viene ottenuta considerando la partecipazione dei carichi relativi ad ogni condizione con un certo fattore di combinazione.

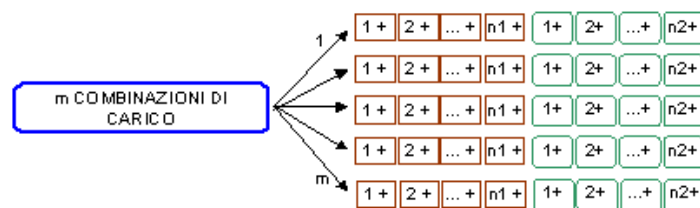


Figura 25 Schema delle m combinazioni di carico.

Definendo un fattore di combinazione pari a 0 la relativa condizione viene esclusa mentre con un fattore pari ad 1 la condizione di carico viene messa in conto per intero. Non é esclusa la possibilità di impiegare fattori maggiori o minori dell'unità (come normalmente accade nelle combinazioni con il metodo agli Stati Limite).

Nella tabella seguente vengono descritte, ad esempio, tre combinazioni di carico:

Condizione	Combinazione 1	Combinazione 2	Combinazione 3
1) Peso Proprio	1	1	1
2) Permanenti	1	1	1
3) Accidentali 200	0	1	1
4) Accidentali 400	0	0	1

Combinazioni di carico statiche. Il Peso Proprio e il carico Permanente sono presenti in tutte le combinazioni per intero, il carico Accidentale 200 é considerato nelle ultime due combinazioni ed il carico Accidentale 400 solo nell'ultima.

Nella *Combinazione 1* si é messo in conto esclusivamente il peso proprio ed i carichi permanenti, nell'ultima si sono considerati presenti tutti i tipi di carico e nell'intermedia sono stati esclusi solo i carichi accidentali relativi alla condizione 4.

Nel caso di analisi statica + dinamica, vengono definite anche le combinazioni dinamiche.

Ad esempio, nel prospetto seguente si definiscono tre combinazioni statiche (combinazione 1-3) e quattro combinazioni dinamiche (combinazioni 4-7).

Condizione	Combinazione						
	1	2	3	4	5	6	7
1) Peso Proprio	1	1	1	1	1	1	1
2) Permanenti	1	1	1	1	1	1	1
3) Accidentali 200	0	1	1	0.33	0.33	0.33	0.33
4) Accidentali 400	0	0	1	0.50	0.50	0.50	0.50
5) Sisma 0	0	0	0	1	0	0	0
6) Sisma 90	0	0	0	0	1	0	0
7) Sisma 180	0	0	0	0	0	1	0
8) Sisma 270	0	0	0	0	0	0	1
	Statiche			Dinamiche			

Figura 26 Combinazioni di carico statiche e dinamiche.

Durante la modellazione con il Pre-Processore, per generare carichi o per avere informazioni, come la rappresentazione grafica dei carichi, ci si riferisce alla condizione di carico corrente.

Nei moduli post-calcolo, invece, le risposte, in termini di diagrammi, spostamenti e pressioni, vengono fornite in relazione alla combinazione corrente dei carichi.

5.4 DEFINIZIONE DEL TIPO DI CALCOLO

Prevede la definizione di:

1. Il tipo di analisi.
2. Normativa di riferimento (Tensioni Ammissibili o Stati Limite).
3. Nomi da assegnare alle condizioni di carico.
4. L'utilizzo o meno dell'algoritmo che provvede a *scaricare* le aste a comportamento monolatero, qualora siano state introdotte nel modello. Questa opzione é tenuta in conto solo in un'analisi statica. É necessario impiegarla nel caso di pannelli murari (modellati come bielle equivalenti) collaboranti con il telaio (non si usa con i setti in muratura).
5. L'utilizzo o meno dell'algoritmo iterativo del secondo ordine detto P-Delta (solo per analisi statica).
6. L'opzione *Tieni conto delle eccentricità degli assi baricentrici* che attiva il calcolo comprensivo delle azioni dovute alle eccentricità degli assi baricentrici degli elementi tipo asta (opzione tipicamente impiegata nel calcolo di un ponteggio realizzato con aste in acciaio).



5.4.1 *Tipo di Analisi*

La scelta circa il tipo di analisi da eseguire distingue la statica dalla statica con dinamica. L'analisi dinamica, a sua volta, può essere condotta nelle seguenti modalità:

1. via statica equivalente (lineare statica)
2. via analisi modale senza condensazione dei gradi di libertà (lineare dinamica - lumped mass)
3. via analisi modale con condensazione dei gradi di libertà (lineare dinamica con ipotesi di impalcati rigidi).

Il tipo 3 prevede l'opzione con cui non si trascurano le masse associate ai nodi liberi (nodi non appartenenti ad alcun solaio).

Altre tipologie di analisi specifiche disponibili sono:

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 39/90	

1. Analisi statica ed Azioni di piano per strutture prefabbricate (implica l'assunzione dell'ipotesi di impalcato rigido)
2. Analisi statica ed Analisi di Buckling.

L'analisi tipo 1 serve per simulare convenzionalmente, con delle azioni sismiche equivalenti definite dall'utente, le forze orizzontali dovute alle eccentricità degli assi delle colonne, da prevedersi nelle strutture prefabbricate secondo le indicazioni di normativa.

WinStrand può essere impiegato anche per l'analisi nel dominio del tempo (Time History) meglio descritto più avanti nel paragrafo dedicato a questo argomento.

5.4.2 Normativa di riferimento

Le norme di riferimento indicate sono tutte quelle che attualmente possono essere impiegate nel nostro Paese: tensioni ammissibili o stati limite. Per entrambe le scelte c'è la possibilità di selezionare la particolare versione di decreto ministeriale in abbinamento o meno alla particolare circolare o ordinanza resa vigente nel corso del tempo.

La scelta impostata in questo punto indica al software quale spettro di risposta impiegare nella determinazione dell'azione sismica ed in particolare con quale set di parametri deve essere gestito.

Una seconda conseguenza della suddetta scelta riguarda la prescrizione dei minimi di normativa richiesti dalla normativa selezionata per la conduzione delle verifiche.

E' da considerare un punto fermo l'adozione delle **metodologie di verifica descritte negli Eurocodici** ogni volta che si pone la scelta sul metodo agli stati limite, a prescindere dalla selezione fatta sulla particolare normativa italiana.

5.4.3 Nomi delle Condizioni di Carico

I nomi delle condizioni di carico, che appaiono inizialmente in tabella, coincidono con quelli standard predisposti dal programma e cioè *Condizione 1*, *Condizione 2*, ecc. Generalmente tali nomi vengono sostituiti dall'utente con altri in grado di descrivere meglio il genere di condizione di carico a cui ci si riferisce.

Una possibile denominazione potrebbe essere la seguente:

- Condizione 1: G.Peso Proprio
- Condizione 2: G.Permanenti
- Condizione 3: Q.200
- Condizione 4: Q.400



5.4.4 Analisi Statica Non Lineare

La definizione dell'analisi statica non lineare (*Analisi P-Delta*, *Analisi con aste a comportamento monolatero* o con entrambe le caratteristiche) avviene senza nessuna differenza rispetto a quella statica lineare ad eccezione della richiesta di sua attivazione .

Nel setup del programma ci sono i parametri da specificare per stabilire il numero di iterazioni massimo da impiegare, il livello di sforzo assiale massimo da assumere come limite per definire un'asta scarica o la distanza di riferimento tra gli spostamenti di due iterazioni successive che consente di giudicare l'ultima deformata calcolata coincidente con quella asintotica.

In presenza di pareti di muratura (modellate con bielle) collaboranti con il telaio, l'analisi da richiedere é di tipo non lineare (é come se si fossero inserite bielle resistenti solo a compressione).

Quando dall'analisi risultano setti in muratura in trazione vuol dire che si é omesso di attivare l'analisi non lineare per cui é necessario rientrare nel Pre-Processore, modificare

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 40/90	

la richiesta del tipo di analisi (*Analisi con aste a comportamento monolatero*) e ripetere il calcolo.

5.4.5 *Metodo di Analisi Dinamica*

Il dialogo per la definizione dell'analisi dinamica ha una sezione dedicata alla scelta del metodo di calcolo dinamico. La scelta va fatta tra l'*Analisi Completa*, che ricerca i primi n modi di vibrare del modello (n viene impostato dall'utente nel software) e con questi descrive il comportamento dinamico della struttura, oppure via *metodo di Ritz*, il quale ricerca solo i modi di vibrare che contribuiscono a descrivere il comportamento dinamico secondo direzioni specifiche. Del metodo di Ritz é disponibile un paragrafo di approfondimento in questo capitolo.

Per quanto riguarda la scelta del metodo di calcolo si fa notare che l'Analisi Completa si specializza in due sottotipi quando si conduce un'analisi dinamica con condensazione dei gradi di libertà:

1. Analisi semplificata (Annex A EC8);
2. Valutazione Modi Eccentrici

L'analisi semplificata é quella descritta nell'allegato A dell'Eurocodice 8. Si definisce un campo di momenti torcenti valutato come si fa per via statica equivalente. I momenti si applicano nei baricentri delle masse di piano insieme alle forze sismiche, calcolate con l'analisi modale sulla struttura priva di eccentricità accidentale e comprensiva delle sole eccentricità effettive.

Il calcolo via valutazione dei modi eccentrici considera i modi di vibrare valutati sulla configurazione eccentrica (ci sono sia le eccentricità effettive che quelle aggiuntive) e pertanto non vengono aggiunti i momenti torcenti supplementari.



L'analisi semplificata é adatta solo per strutture regolari, come evidenzia l'EC8. Il calcolo via valutazione dei modi eccentrici ha applicabilità generale. In entrambi i casi é molto importante validare il calcolo con il raggiungimento della massa modale efficace necessaria.

5.4.6 *Direzioni di ingresso Sisma*

L'introduzione di un angolo negativo qualsiasi, tipicamente -1 , nel campo *Direzioni di ingresso Sisma*, comporta la definizione di un'azione sismica verticale. Il campo di cui sopra é predisposto per l'input di una serie di angoli di ingresso; a tale scopo é sufficiente separare i diversi valori con almeno uno spazio oppure con una virgola. La direzione di ingresso fa riferimento, nel piano X-Y, all'orientamento dell'asse X del sistema di riferimento globale.

In caso di analisi sismica che prevede il sisma verticale su una struttura dotata effettivamente di solai rigidi, occorre scegliere una delle seguenti strade:

- (impalcati rigidi definiti) se si usa la *Statica Equivalente*, l'azione sismica verticale deve essere aggiunta come forza statica in una condizione di carico separata da combinare opportunamente con le altre. Non si prevede la direzione di ingresso con angolo negativo;
- (impalcati rigidi definiti) se si usa la *Condensazione dei gradi di libertà* ed é disattiva l'opzione *Considera le masse dei nodi liberi*, l'azione sismica verticale deve essere aggiunta come forza statica in una condizione di carico separata da combinare opportunamente con le altre. Non si prevede la direzione di ingresso

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 41/90	

con angolo negativo e se si tenta di farlo si riceve un messaggio di errore: Calcolo sisma verticale su solai con centro di massa a impedita traslazione verticale;

- (impalcato rigidi definiti) se si usa la *Condensazione dei gradi di libertà* ed è attiva l'opzione *Considera le masse dei nodi liberi*, l'azione sismica verticale viene introdotta definendo un angolo di ingresso negativo (ad esempio -1). Il metodo si può impiegare anche quando sono simultaneamente presenti nodi appartenenti a solai rigidi e nodi liberi.
- (impalcato rigidi assenti) si usa l'analisi modale pura. Il sisma verticale viene introdotto definendo un angolo di ingresso negativo (ad esempio -1).

Avendo il nodo Master di un solaio esclusivamente componenti di spostamento di traslazione in direzione X ed Y, oltre alla rotazione attorno all'asse Z, ed essendo la massa concentrata in tale nodo, ne deriva che il risultato dell'analisi dinamica con condensazione dei gradi di libertà contempla spostamenti esclusivamente di traslazione del piano rigido restando parallelo alla giacitura originale. Gli spostamenti fuori piano rilevabili sul singolo nodo derivano solo dalle altre azioni non sismiche (non possono derivare dal sisma verticale per l'assenza della massa traslante in direzione Z). Per questo motivo non è possibile calcolare gli effetti del sisma verticale su un nodo in presenza della definizione di impalcato rigidi.



Quando, però, si attiva l'opzione *Considera le masse dei nodi liberi*, il metodo di calcolo si modifica così:

- Nodi liberi (se presenti): le masse, traslanti, di nodo coincidono con quelle valutate nel caso di analisi dinamica senza condensazione di piano;
- Nodi di impalcato: le masse **nodali traslanti in direzione x e y sono rimosse**, in quanto condensate nel nodo master di solaio, e **viene conservata la sola massa traslante in direzione z** (verticale).

In questo caso il numero complessivo di modi di vibrare da calcolare dipende dal numero di solai definiti e dal numero di nodi liberi presenti. La tecnica di calcolo consueta considera di mettere in conto solo i primi modi di vibrare (ordinati per periodo decrescente) per cui diventa importante tenere sotto controllo la percentuale di massa modale efficace per la validazione del calcolo stesso.

5.4.7 Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

I fattori di partecipazione per il calcolo delle masse influiscono sulla valutazione delle proprietà dinamiche della struttura, cioè sulla valutazione delle masse sismiche in gioco e quindi sul calcolo del periodo proprio T_0 del sistema strutturale ed, in definitiva, sull'entità delle azioni sismiche.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 42/90	

5.5 ANALISI AGLI STATI LIMITE

Nel caso di calcolo sismico, per definire le combinazioni richieste dall'analisi agli Stati Limite si procede a:

1. definire i parametri relativi allo spettro di risposta (SLU e SLD);
2. definire i fattori di partecipazione per il calcolo delle masse aderendo ai dettami della relativa normativa.
3. definire i fattori di combinazione (pari al prodotto di γ per ψ) secondo quanto previsto dalla relativa normativa per le combinazioni SLU, SLE Rare, SLE Frequenti, SLE Quasi Permanenti, SLD. Questa operazione consentirà alle procedure di verifica di considerare i coefficienti di verifica adeguati al tipo di verifica scelto.

5.5.1 Verifiche

Le verifiche allo stato limite ultimo delle sezioni sono eseguite con le metodologie indicate dagli Eurocodici nella versione italiana.

Le verifiche allo stato limite di esercizio delle sezioni sono implicitamente eseguite adottando le quantità di armature, tasso massimo di lavoro e spaziature indicate dall'EC2 al punto 4.4.2.2.

5.5.2 Verifiche telai in CDA (gerarchia delle resistenze)

Nel caso di una struttura in cemento armato progettata con il metodo della gerarchia delle resistenze occorre procedere alla progettazione delle membrature con una certa sequenza preordinata: prima si esegue il progetto/verifica della travi e solo al termine di questa fase si procede al progetto/verifica dei pilastri.

5.6 ANALISI DINAMICA

Il programma di calcolo permette di eseguire:



1. L'analisi statica equivalente.
2. L'analisi per sovrapposizione modale indirizzata ad edifici multipiano con condensazione di piano.
3. L'analisi per sovrapposizione modale con masse concentrate nei nodi.
4. L'analisi dinamica con applicazione delle azioni di piano per strutture prefabbricate, come descritto ne Decreto Ministeriale del 3 Dicembre 1987 riguardante le "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
- 5.

5.6.1 Numero di Autovettori in Soluzione

In un'analisi con condensazione degli spostamenti di piano vengono individuati **3n** modi di vibrare, con **n** uguale al numero di impalcati rigidi, mentre in un'analisi modale con le masse concentrate nei nodi il numero di modi individuabile é influenzato dalla quantità di RAM allocabile dal CodeCal.

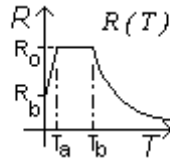
5.6.2 Analisi Statica Equivalente

Questo tipo di analisi viene svolto dal *software* sia sotto l'ipotesi di solai infinitamente rigidi (situazione d'uso tipica) che in sua assenza.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 43/90	

Il calcolo delle azioni di piano **F_x**, **F_y**, **M_t** considera i seguenti parametri:

- C Coefficiente di intensità sismica.
- R Coefficiente di Risposta (sempre pari a **R(T)**, con **T** compreso tra **T_a** e **T_b** nel diagramma dello spettro di risposta.



E Coefficiente di fondazione

B Coefficiente di struttura

γ_i Coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche

I Coefficiente di Protezione Sismica

G_i Σ dei pesi propri relativo al piano i-esimo

S Coefficiente di riduzione dei sovraccarichi

Q_i Massimo sovraccarico accidentale del piano i-esimo

le forze orizzontali alla generica quota vengono calcolate come:

$$F_i = K h_i W_i$$

dove:

- $K h_i = C R \varepsilon \beta \gamma_i I$
- $W_i = G_i + s Q_i$
- $\gamma_i = h_i (\Sigma_j W_j) / (\Sigma_j W_j h_j)$ con $j = 1, 2, 3, \dots, n$
- h_i é la quota del piano i-esimo rispetto allo spiccatto delle fondazioni ed n é il numero di solai nel modello.

Tali azioni vengono applicate automaticamente dal programma nel baricentro delle masse di piano per cui, una eccentricità fra il centro di massa ed il centro di rigidezza, induce automaticamente una coppia torcente di piano.

Inoltre, se **D** e **B** indicano le dimensioni massime in pianta dell'edificio, nel caso il rapporto **D/B** sia maggiore di **2.5** viene applicato all'impalcato una coppia torcente aggiuntiva pari a:

$$\Delta M_{t_i} = \lambda \mathbf{D} \Sigma_j F_j \text{ con } j = i, \dots, n$$

dove:

- per $2.5 < \mathbf{D/B} < 3.5$: $\lambda = 0.03 + 0.02 (\mathbf{D/B} - 2.5)$
- per $\mathbf{D/B} > 3.5$: $\lambda = 0.05$

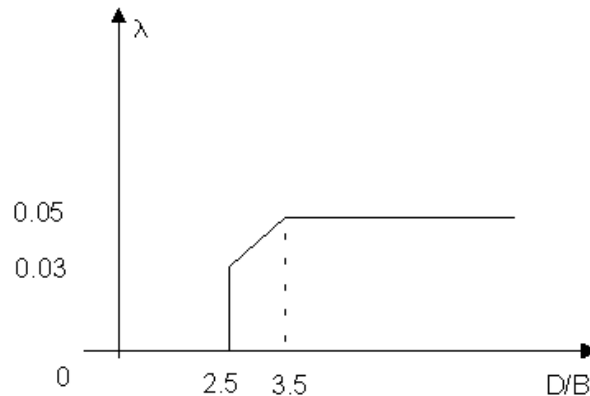


Figura 27 Diagramma per la valutazione del parametro λ .

5.6.3 *Analisi Modale*

Per l'analisi sismica l'equilibrio dinamico della struttura é descritto dal sistema di equazioni differenziali del secondo ordine:

$$[M] \{X''\} + [C] \{X'\} + [K] \{X\} = -[M] \{Y''_G\} \text{ Eq.1}$$

dove:

- $[M]$ Matrice delle Masse (quadrata di ordine n)
- $[C]$ Matrice di Smorzamento (quadrata di ordine n)
- $[K]$ Matrice di Rigidezza elastica (quadrata di ordine n)
- $\{X''\}$ Vettore delle Accelerazioni relative struttura-suolo
- $\{X'\}$ Vettore delle Velocità relative struttura-suolo
- $\{X\}$ Vettore degli Spostamenti relativi struttura-suolo
- $\{Y''_G\}$ Vettore dell'Accelerazione impressa al suolo

Considerando che in genere le forze dissipative, decisive nei confronti della risonanza, sono trascurabili ed hanno scarsa influenza sui valori delle frequenze proprie, l'equazione del moto si semplifica nella seguente espressione:

$$[M] \{X''\} + [K] \{X\} = -[M] \{Y''_G\} \text{ Eq.2}$$

impiegata nel caso di strutture generiche con masse concentrate associate ai gradi di libertà generici (lumped mass).

Il calcolo degli autovettori ed autovalori viene svolto facendo uso dell'algoritmo noto come *Subspace Iteration*, il cui svolgimento é riportato in diverse pubblicazioni. Il comando va alla ricerca dei primi modi di vibrare aventi il maggior periodo proprio T , quelli che impiegano poca energia per deformare la struttura.

Ottenute le soluzioni dall'equazione delle frequenze (autovalori):

$$([K] - \omega^2 [M]) \{X\} = \{0\} \text{ Eq.3}$$

si ha il vettore delle frequenze degli m modi di vibrare:

$$\{\omega\} = \{\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_m\}^T \text{ Eq.4}$$



con cui si determinano gli m autovettori corrispondenti:

$$\{\Phi\}_i = \{\phi_{1i}, \phi_{2i}, \phi_{3i}, \dots, \phi_{ni}\}_i^T \text{ con } i = 1, 2, \dots, m \text{ Eq.5}$$

Gli m modi di vibrare $\{\Phi\}_i$ sono normalizzati rispetto alla matrice delle masse in modo che:

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I] \text{ Eq.6}$$

dove:

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 45/90	

$$[\Phi] = \{ \{\Phi\}_1, \{\Phi\}_2, \{\Phi\}_3, \dots, \{\Phi\}_m \}$$

da cui deriva che

$$[\Phi]^T [K] [\Phi] = [\omega^2] \text{ Eq.7}$$

dove $[I]$ é la matrice identità e $[\omega^2]$ é la matrice spettrale (diagonale) delle frequenze naturali.

Noti i modi di vibrare della struttura é possibile trasformare il sistema di coordinate normali in quello generalizzato tramite la:

$$\{X_{(t)}\} = [\Phi] \{Z_{(t)}\} \text{ Eq.8}$$

in cui

$$\{Z_{(t)}\}^T = \{ Z_1, Z_2, Z_3, \dots, Z_m \} \text{ vettore coordinate generalizzate.}$$

Sostituendo la 8 nell'equazione 2, e premoltiplicando questa per $[\Phi]^T$, si giunge alle equazioni disaccoppiate del moto (matrice delle rigidezze e delle masse diagonali) sfruttando le proprietà della 6 e 7:

$$\{Z''\} + [\omega^2] \{Z\} = [\Phi]^T [M] \{Y''_g\} \text{ Eq.9}$$

posto che sia e tralasciando il segno negativo $\{Z''\}$ vettore derivate seconde rispetto al tempo delle coordinate generalizzate.

L'integrazione della Eq.9 può essere eseguita con l'integrale di Duhamel oppure impiegando il metodo delle differenze finite però, tenendo in considerazione che, per la maggior parte delle tipologie strutturali considerate in campo civile, bastano pochi modi di vibrare per descrivere lo stato deformativo della struttura, si evita l'oneroso computo della $[\Phi]$ globale.

D'altro canto, per la verifica strutturale é richiesto il valore massimo dello stato di deformazione e sollecitazione per cui, al fine di diminuire l'onere dell'analisi dinamica, le normative Internazionali, in generale, e quella Italiana, in particolare, propongono l'uso di appropriati spettri di risposta di progetto.

In questo caso la Eq 9 può essere riscritta:

$$\{Z''\} + [\omega^2] \{Z\} = [\Phi]^T \{P\} a(t) \text{ Eq.10}$$

dove:

$$\{P\} = \{m_i \cos(\alpha), m_i \sin(\alpha), J_p, \dots\} \text{ con } \alpha \text{ angolo di ingresso del sisma.}$$



$$a(t) = g C \varepsilon \beta I R(T) \text{ accelerazione massima del terreno in funzione del periodo corrispondente della struttura per ogni modo di vibrare (spettro di risposta).}$$

Dalla Eq. 10 si ha che la massima risposta, in termini di spostamento in coordinate generalizzate, é data da:

$$Z_{i,\max} = ([\Phi]^T \{P\} a(t)) / \omega^2_i \text{ Eq.11}$$

per ogni singolo modo di vibrare i e gli spostamenti in coordinate globali diventano

$$\{X\}_i = Z_{i,\max} \{\Phi\}_i \text{ Eq.12}$$

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 46/90	

Calcolati gli spostamenti $\{X\}_i$ per ogni modo di vibrare, si risale alle relative sollecitazioni S_i le quali sommate in quadratura:

$$S_p = \sqrt{\sum_i S_i^2} \quad \text{Eq.13}$$

con $i = 1, 2, 3, \dots, m$

forniscono la sollecitazione di progetto S_p . V`a rilevato che il modo di calcolare la generica sollecitazione S_p fornito dall'Eq. 13 adottato dal regolamento italiano e noto in letteratura come *SRSS* (Square Root of Sum of Squares), non `e univoco. Molte normative, ad esempio l'EC8, consigliano, qualora i modi di vibrare considerati per la generica direzione d'ingresso del sisma siano fra loro *vicini* (in particolare l'EC8 4.2.1.3. consiglia di usare questo metodo alternativo qualora la differenza percentuale fra le frequenze sia inferiore al 10%) di utilizzare in luogo della formula *SRSS* la formula nota in letteratura come *CQC* (Complete Quadratic Combination). Questa seconda formulazione si traduce nel calcolare la generica grandezza S_p con la formula:

$$S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} S_i S_j} \quad \text{Eq.14}$$

Essendo al solito S_i la generica grandezza relativa all'*i*-esimo modo di vibrare ed:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2} \quad \text{Eq.15}$$

essendo ξ il coefficiente di smorzamento (generalmente assunto pari 0.05 (5%) per strutture in acciaio 0.10 (10%) per strutture in C.A.) e:

$$r = \frac{\omega_i}{\omega_j} \text{ con } \omega_j > \omega_i \quad \text{Eq.16}$$

Rilevato che la formulazione *CQC* tende alla *SRSS* qualora i modi di vibrare siano fra loro scorrelati (i termini $r_{ii} \rightarrow 1$ e $r_{ij} \rightarrow 0$), v`a segnalato viceversa il fatto che qualora i modi siano vicini le grandezze ottenute con la formulazione *CQC* possono risultare maggiori fino al 30-40 % rispetto a quelle calcolate con la *SRSS*. Nel codice di calcolo l'uso di questa formulazione `e facoltativo e governato dall'apposito radio button presente nel dialogo di Setup del CodeCal.

Il codice di calcolo utilizza, per ogni direzione d'ingresso del sisma, il numero massimo di modi di vibrare compatibilmente con la disponibilit`a di memoria centrale fornita dal calcolatore.

A questo proposito `e da rilevare che in generale, se n `e il numero di gradi di libert`a cui `e associata massa, il numero di modi di vibrare (e quindi il numero di periodi) della struttura `e n . Quindi un'analisi dinamica completa richiede il calcolo di n modi di vibrare. Questo fatto si scontra per`o con le effettive possibilit`a di calcolo offerte dai computers utilizzabili in quanto hanno da un lato quantit`a di memoria finita, dall'altro introducono degli errori di arrotondamento che diventano significativi soprattutto quando si tenta di calcolare i modi ad alta frequenza della struttura. Per questa ragione il codice di calcolo individua, in

generale, solo un sottoinsieme dei modi di vibrare della struttura ed in particolare i primi ovvero quelli che richiedono meno energia per essere attivati. In generale la strategia adottata nel codice di calcolo é la seguente:

- Viene calcolato sempre il massimo numero di modi di vibrare compatibile con la struttura e le disponibilità di memoria presenti sul computer che si utilizza.
- Per una assegnata direzione di ingresso del sisma vengono calcolati i fattori di partecipazione relativi agli **n** modi di vibrare individuati

$$\xi_{i\alpha} \equiv \frac{\bar{\phi}_i^T |M| \bar{I}}{\bar{\phi}_i^T |M| \bar{\phi}_i}$$

- dove **I** é il cosiddetto vettore di trascinamento.
- Gli autovettori vengono riordinati per **|g_{ia}|** decrescenti.
- Vengono individuati gli **n** autovalori da utilizzare in soluzione scelti in modo che abbiano i massimi valori di **|g_{ia}|** ovvero i primi **n** modi precedentemente riordinati.

Va rilevato che usando questa tecnica in generale si potranno utilizzare, per una certa direzione di ingresso α del sisma, i modi di vibrare che vengono addirittura scartati per un'altra direzione di ingresso.

5.7 MASSA MODALE EFFICACE

La formulazione dell'analisi della risposta sismica di un sistema dissipativo MDOF, come quello di figura, può essere ottenuta considerando il seguente sistema di equazioni del moto in forma matriciale:

$$[M]\{\ddot{\mathbf{X}}\}_t + [C]\{\dot{\mathbf{X}}\} + [K]\{\mathbf{X}\} = \mathbf{0}$$

dove $\{\mathbf{X}\}_t$ indica il vettore spostamento totale della struttura rispetto ad un sistema di riferimento inerziale mentre $\{\mathbf{X}\}$ indica il vettore spostamento relativo della struttura rispetto ad un sistema di riferimento solidale con il piede della struttura; gli altri simboli coincidono con quanto visto nel precedente paragrafo.

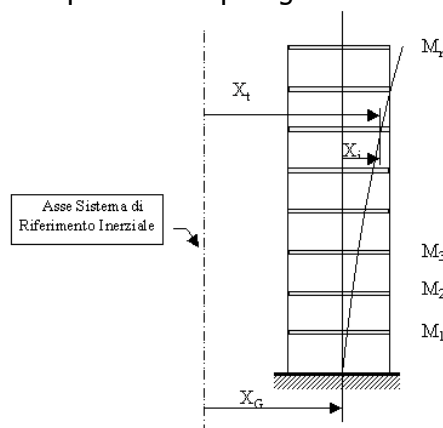




Figura 28 Definizione del sistema di riferimento inerziale: $X_t = X_G + X_i$

L'effettiva forza sismica può essere valutata esprimendo lo spostamento totale $\{\mathbf{X}\}_t$ come la somma di quello relativo $\{\mathbf{X}\}$ più quello del suolo X_G (é uno scalare)

$$\{\mathbf{X}\}_t = \{\mathbf{X}\} + \{\mathbf{1}\} X_G$$

dove $\{\mathbf{1}\}$ corrisponde ad un vettore con gli elementi tutti pari ad 1.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 48/90	

Sostituendo questa relazione in quella che esprime l'equazione del moto e trascurando il contributo delle forze dissipative si ha

$$[\mathbf{M}]\{\mathbf{X}''\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{X}\} = -[\mathbf{M}]\{\mathbf{1}\} \mathbf{X}''_g(t)$$

In un'analisi della risposta sismica di strutture lineari é consueto l'uso di trasformazioni in coordinate generalizzate in quanto il moto del suolo tende ad eccitare fortemente solo i più bassi modi di vibrare e spesso si ottengono buoni approssimazioni del risultato teorico di sistemi con dozzine o centinaia di gradi di libertà analizzando solo pochi modi di vibrare.

In tale ottica lo spostamento totale della j-esima massa é considerata come la somma di quelli modali e cioè:

$$\mathbf{X}_j = \varphi_1 \mathbf{Z}_1 + \varphi_2 \mathbf{Z}_2 + \dots + \varphi_n \mathbf{Z}_n$$

per cui la trasformazione adottata é (come visto nel paragrafo precedente)

$$\{\mathbf{X}\} = [\Phi]\{\mathbf{Z}\} \text{ e } \{\mathbf{X}''\} = [\Phi]\{\mathbf{Z}''\}$$

Così sostituendo si giunge a:

$$[\mathbf{M}][\Phi]\{\mathbf{Z}''\} + [\mathbf{K}][\Phi]\{\mathbf{Z}\} = -[\mathbf{M}]\{\mathbf{1}\} \mathbf{X}''_g(t)$$

Premoltiplicando per l'n-esimo vettore di forma modale trasposto $\{\Phi\}_n^T$ e tralasciando il segno negativo diventa:

$$\{\Phi\}_n^T [\mathbf{M}][\Phi]\{\mathbf{Z}''\} + \{\Phi\}_n^T [\mathbf{K}][\Phi]\{\mathbf{Z}\} = \{\Phi\}_n^T [\mathbf{M}]\{\mathbf{1}\} \mathbf{X}''_g(t)$$

da cui per le proprietà di ortogonalità della matrice delle masse e di rigidità si giunge all'equazione disaccoppiata dell'n-esimo modo di vibrare:

$$\mathbf{M}_n \mathbf{Z}''_n + \mathbf{K}_n \mathbf{Z}_n = \mathbf{P}_n(t)$$

dove:

- $\mathbf{M}_n = \{\Phi\}_n^T [\mathbf{M}]\{\Phi\}_n$
 - massa generalizzata in coordinate normali;
- $\mathbf{K}_n = \{\Phi\}_n^T [\mathbf{K}]\{\Phi\}_n$
 - rigidità generalizzata in coordinate normali;
- $\mathbf{P}_n(t) = \{\Phi\}_n^T [\mathbf{M}]\{\mathbf{1}\} \mathbf{X}''_g(t)$
 - forzante generalizzata in coordinate normali;
- \mathbf{Z}_n coefficiente di amplificazione della risposta modale \mathbf{n} .

La forzante modale generalizzata $\mathbf{P}_n(t) = \mathbf{L}_n \mathbf{X}''_g(t)$ considera il fattore di partecipazione $\mathbf{L}_n = \{\Phi\}_n^T [\mathbf{M}]\{\mathbf{1}\}$.



Pertanto la risposta di ciascun modo del sistema MDOF é data da:

$$\mathbf{Z}_n = \mathbf{V}_n(t) \mathbf{L}_n / (\mathbf{M}_n \omega_n)$$

dove $\mathbf{V}_n(t)$ corrisponde all'integrale di Duhamel.

Il vettore degli spostamenti relativi generato dal modo \mathbf{n} viene determinato come il prodotto tra il vettore di forma ed il coefficiente amplificativo corrispondenti al modo \mathbf{n} :

$$\{\mathbf{X}\}_n = \{\Phi\}_n \mathbf{Z}_n = \{\Phi\}_n \mathbf{V}_n(t) \mathbf{L}_n / (\mathbf{M}_n \omega_n)$$

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 49/90	

ed il vettore degli spostamenti relativi finale viene ottenuto per sovrapposizione modale come descritto in apertura:

$$\{X\} = [\Phi]\{Z(t)\} = [\Phi]\{V_n(t) L_n / (M_n \omega_n)\}$$

Le forze elastiche associate con gli spostamenti relativi possono essere ottenute direttamente con la premoltiplicazione della matrice di rigidità:

$$\{f_s(t)\} = [K][\Phi]\{Z(t)\}$$

Spesso é più conveniente esprimere queste forze in termini di forze di inerzia equivalenti calcolate attraverso la soluzione delle vibrazioni libere senza dissipazioni del problema generalizzato. L'equivalenza tra le forze elastiche e quelle inerziali é espressa dalla relazione del problema agli autovalori:

$$[M][F][\omega^2] - [K][\Phi] = 0$$

per cui l'espressione delle forze elastiche diventa:

$$\{f_s(t)\} = [M][\Phi][\omega^2]\{Z(t)\} = [M][\Phi]\{\omega_n V_n(t) L_n / M_n\}$$

ed il vettore delle forze elastiche associato a ciascun modo di vibrare é:

$$\{f_s(t)\}_n = [M]\{\Phi\}_n \omega_n V_n(t) L_n / M_n$$

É da evidenziare che l'espressione individuata é di carattere generale per la determinazione delle forze elastiche in un sistema smorzato soggetto ad un'accelerazione variabile del suolo. Il fatto che sia stata ricavata per le vibrazioni libere non smorzate non limita la sua applicabilità.

Quando la distribuzione di queste forze elastiche effettive in qualsiasi istante t durante il terremoto é stata determinata, come illustrato in figura, il valore di qualsiasi forza risultante nello stesso istante può essere valutato con procedure statiche standard. Per esempio, la forza di taglio alla base della struttura $T_0(t)$ é data dalla somma di tutte le forze di piano cioè:

$$T_0(t) = \sum_i f_{si}(t) = \{1\}^T \{f_s(t)\} \text{ con } i = 1, 2, \dots, n$$

dove $\{1\}^T$ é un vettore riga con tutti gli elementi pari ad 1.

Sostituendo l'espressione del vettore $\{f_s(t)\}$ precedentemente indicata si ottiene:

$$T_0(t) = \{1\}^T [M][\Phi]\{\omega_n V_n(t) L_n / M_n\} = \sum_i (\omega_i V_i(t) L_i^2 / M_i)$$

con $i = 1, 2, \dots, n$



Allo stesso modo il momento risultante valutato alla base dell'edificio vale:

$$M_0(t) = \sum_i d_i f_{si}(t) = [d]\{f_s(t)\} \text{ con } i = 1, 2, \dots, n$$

in cui d_i é l'altezza della massa i dalla base della struttura e $[d]$ é un vettore riga di queste altezze.

Sostituendo ancora l'espressione del vettore $\{f_s(t)\}$ si trova:

$$M_0(t) = [d][M][\Phi]\{\omega_n V_n(t) L_n / M_n\}$$

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 50/90	

La quantità L_i^2/M_i incontrata nell'espressione di $T_0(t)$ ha la dimensione di una massa e viene chiamata *Massa Modale Efficace* della struttura perché essa può essere interpretata come la parte della massa totale eccitata dal sisma in ciascun modo. Questa interpretazione risulta valida solo per strutture con masse concentrate lungo un asse verticale come quella di figura. Per strutture di questo tipo la massa totale vale:

$$M_T = \{1\}^T [M] \{1\}$$

Si dimostra che la somma di tutte le masse modali effettive è uguale alla massa totale esprimendo il vettore $\{1\}$ in coordinate modali:

$$\{1\} = [\Phi] \{Z\}$$

dove ciascun amplificatore Z_n può essere determinato moltiplicando entrambi i lati dell'espressione per $\{\Phi\}_i^T [M]$ ed applicando la relazione di ortogonalità delle masse:

$$\{\Phi\}_i^T [M] \{1\} = \{\Phi\}_i^T [M] [\Phi] \{Z\}$$

equivalente a:

$$L_i = M_i Z_i$$

per cui $\{Z\} = \{L_i/M_i\}$ e quindi:

$$\{1\} = [\Phi] \{L_i/M_i\}$$

Così sostituendo nell'espressione del calcolo della massa totale si ha:

$$M_T = \{1\}^T [M] [\Phi] \{L_i/M_i\} = [L_1, L_2, \dots, L_n] \{L_i/M_i\} = \sum_i (L_i^2/M_i) \text{ c.v.d.}$$

Questa formulazione, generalmente assunta per telai piani, può estendersi al caso spaziale. In questo caso considerando la generica direzione di ingresso del sisma la Massa Modale Totale risulta pari a:

$$M_{T\alpha} = \{I\}^T [M] \{I\}$$



con $\{I\}$ vettore di trascinamento

e la massa modale efficace sviluppata dall'i-esimo modo (supposti gli autovettori M-OrtoNormalizzati):

$$M_{i\alpha} = L_{i\alpha}^2$$

In output di stampa vengono riportati, per ogni direzione di ingresso del sisma j e per ogni modo di vibrare i :

- Fattore di partecipazione g_{ij} .
- Rapporto, in percentuale, fra il fattore di partecipazione del primo modo considerato ed il generico modo = $100 (g_{ij}/g_{1j})$.
- Massa modale efficace relativa all'i-esimo modo $Em_{ij} = L_{ij}^2/M_{ij}$.
- Rapporto, percentuale, fra la massa modale efficace dell'i-esimo modo e la massa modale efficace totale = $100 (Em_{ij} / Em_{Totj})$.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 51/90	

- La percentuale, cumulativa, della massa modale considerata sommando via via i contributi dovuti ai singoli modi di vibrare = $100 \sum_i (\mathbf{Em}_{ij} / \mathbf{Em}_{Totj})$ (per un'analisi dinamica completa questo valore tende al 100 %).

5.8 ANALISI NEL DOMINIO DEL TEMPO (TIME HISTORY)

5.8.1 *Premessa Teorica*

Come noto, vi sono sostanzialmente due metodi per svolgere un'analisi dinamica su una struttura: il primo, di uso più frequente, si basa sull'analisi condotta nel dominio delle frequenze; il secondo, più "naturale", si basa sull'integrazione diretta delle equazioni del moto. Sottolineato che, qualora la struttura abbia un comportamento elastico lineare, i due metodi sono del tutto equivalenti, è immediato rilevare come l'integrazione diretta delle equazioni del moto costituisca un metodo più generale risultando utile sia nel caso di non linearità geometrico-meccaniche della struttura, sia nel caso di carichi variabili nello spazio (carichi mobili su vie di corsa, ecc..) sia variabili nel tempo (azioni pulsanti, impatti, ecc.).

Il metodo implementato prevede la cosiddetta "sovrapposizione modale" (l'algoritmo di integrazione al passo impiegato è quello di Newmark) e pertanto può essere impiegato solo su strutture in regime di linearità geometrica e materiale.

La forzante agente è una funzione scalare variabile nel tempo che può essere fatta agire sia direttamente sul vettore forza applicata in un punto del modello per modularne la sua intensità che come accelerazione applicata ad un versore (in questo caso occorrerà impartire al programma l'ordine di moltiplicare il versore per la massa che compete ad esso per ottenere la forzante in quel punto).



Questo diverso approccio può risultare utile se:

1. Sul modello generico faccio agire un'azione nota, per esempio un vettore \mathbf{P}_x su un nodo, e voglio studiare come variano le sollecitazioni nel modello al variare del tempo andando a definire la legge di carico $\mathbf{F}(\mathbf{t})$. In questo caso la $\mathbf{F}(\mathbf{t})$ è una funzione di forma che modula nel tempo l'intensità del carico noto vettorialmente;
2. Su un telaio multipiano faccio agire una $\mathbf{F}(\mathbf{t})$ che descrive l'accelerazione a cui sottoporre le sue masse \mathbf{m} al variare del tempo. In questo caso le intensità delle forze di piano nel tempo vengono valutate come prodotto di $\mathbf{m} \mathbf{F}(\mathbf{t})$. Per poter "agganciare" nel modello le accelerazioni contenute in $\mathbf{F}(\mathbf{t})$ alle masse di impalcato \mathbf{m}_i basta introdurre, in autonome condizioni di carico, un vettore unitario (il versore) per ogni nodo master e per ciascuna direzione da studiare. In questo caso la forza agente sul nodo master sarà $\mathbf{1} \mathbf{m}_i \mathbf{F}(\mathbf{t})$, dove $\mathbf{1}$ è un vettore (vettore di trascinamento) ed \mathbf{m}_i è la massa associata al nodo master (quindi è la massa dell'impalcato).

Poiché ogni step di integrazione corrisponde ad una combinazione di carico per la struttura, è facile vedere come, anche per lo studio di brevi periodi in time history si tenda ad una esplosione delle combinazioni di carico cui assogettare le membrature per la verifica (esempio: struttura 1000 gradi di libertà, periodo fondamentale 0.5 sec, periodo minimo 0.1 sec, passo di integrazione 0.01 sec, durata dello studio in time history 10 sec: si da luogo a 1000 g.d.l. x 10 sec x 1/0.01 sec = 1.000.000 locazioni solo per memorizzare gli spostamenti).

È bene considerazione che:

- Raramente le time history di progetto, quelle prescelte per condurre la nostra analisi sismica sul modello, si riproducono dal vero (la nota time history di "El

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 52/90	

Centro" non si ripeterà mai con le stesse modalità neanche nel sito di El Centro mentre è probabile che si ripresenti come parte di uno spettro che statisticamente la riproduce);

- Le azioni, soprattutto sismiche, indotte sono estreme e tipicamente inducono stati tensionali ben oltre il limite elastico a cui afferisce l'ambito di verifica usuale;
- In ambito sismico è prassi consolidata il verificare che, se gli spostamenti di interpiano sono all'interno di un certo campo di validità, nonostante come detto la struttura sia uscita dalla linearità, si può assumere che non siano attesi effetti catastrofici.
- Per la progettazione sismoresistente è valido il concetto che se gli spostamenti di interpiano, calcolati con il comportamento elastico lineare della struttura, restano limitati al disotto di un certo tetto, nonostante, come detto, la struttura sia destinata ad uscire dalla linearità, si può assumere che non siano attesi effetti tali da prefigurare il collasso strutturale.

5.8.2 Approfondimento Teorico

Indicando con:

- M la matrice delle masse
- C la matrice dello smorzamento
- K la matrice di rigidità
- $F(t)$ il vettore dei termini noti variabile nel tempo
- X il vettore spostamento
- X' il vettore velocità
- X'' il vettore accelerazione

Le equazioni del moto di una generica struttura sono del tipo:

$$\mathbf{M} \mathbf{X}'' + \mathbf{C} \mathbf{X}' + \mathbf{K} \mathbf{X} = \mathbf{F}(t) \text{ eq. (1)}$$

Tralasciando il caso di strutture a comportamento non lineare, \mathbf{M} \mathbf{C} \mathbf{K} sono costanti nel tempo e pertanto, benché sia possibile risolvere la (1) integrando direttamente le equazioni del moto, risulta utile operare il classico cambiamento di base offerto dall'analisi spettrale. Dall'analisi delle vibrazioni libere non smorzate:

$$\mathbf{M} \mathbf{X}'' + \mathbf{K} \mathbf{X} = \mathbf{0} \text{ eq. (2)}$$

si possono ricavare gli autovalori ω^2 e autovettori Φ del sistema. In particolare imponendo che:

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{I} \quad (a)$$

Ortogonalità e normalizzazioni degli autovettori rispetto alle masse. \mathbf{I} indica la matrice unità.

$$\Phi^T \mathbf{K} \Phi = [\omega^2] \quad (b)$$



Ortogonalità rispetto alle rigidità. Con $[\omega^2]$ si è indicata la matrice diagonale degli autovalori.

Posto:

$\mathbf{X}(t) = \Phi \mathbf{Y}(t)$ eq. (3) Rotazione del sistema di riferimento. \mathbf{Y} sono le componenti di spostamento modale.

Il sistema (2) può risciversi:

$$\mathbf{Y}'' + [\omega^2] \mathbf{Y} = \mathbf{0}$$

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 53/90	

E tornando, dopo qualche passaggio, alle equazioni del moto (1), queste ultime possono risciversi come:

$$\mathbf{M} \Phi \mathbf{Y}'' + \mathbf{C} \Phi \mathbf{Y}' + \mathbf{K} \Phi \mathbf{Y} = \mathbf{F}(t)$$

avendo sostituito la (3)

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi \mathbf{Y}'' + \Phi^T \mathbf{C} \Phi \mathbf{Y}' + \Phi^T \mathbf{K} \Phi \mathbf{Y} = \Phi^T \mathbf{F}(t)$$

premultiplicando per Φ^T

$$\mathbf{I} \mathbf{Y}'' + \Phi^T \mathbf{C} \Phi \mathbf{Y}' + [\omega^2] \mathbf{Y} = \Phi^T \mathbf{F}(t)$$

tenendo conto delle (a) e (b)

ed in definitiva

$$\mathbf{Y}'' + 2[\zeta][\omega] \mathbf{Y}' + [\omega^2] \mathbf{Y} = \mathbf{P}(t) \text{ eq. (4)}$$

essendo al solito:

$$\zeta_i = c_i / (2 \omega_i)$$

lo smorzamento avendo assunto che $\Phi_i^T \mathbf{C} \Phi_j = \mathbf{0}$, per i diverso da j .

$$\mathbf{P}(t) = \Phi^T \mathbf{F}(t)$$

il vettore delle forze modali o generalizzate.

Questa equazione non é altro che un cambiamento di base del vettore dei carichi dal sistema globale a quello "modale".

La risposta all'istante t viene poi ottenuta per semplice somma delle risposte di ogni singolo modo. Dalla (3) si ha infatti che sfruttando l'ortogonalità dei modi di vibrare:

$$\mathbf{X}(t) = \sum \Phi^T \mathbf{Y}(t)$$

Il sistema (4) offre vari vantaggi il più notevole dei quali é il disaccoppiamento delle equazioni del moto ciò che consente di integrare le equazioni di ogni singolo oscillatore (equazione) in (4) indipendentemente dagli altri.

Un secondo beneficio si ottiene generalmente dalla tipologia della struttura che consente di approssimare tramite la (4) il comportamento dinamico facendo uso di un numero ridotto di oscillatori a fronte della (1) che richiede sempre l'integrazione di tutte le equazioni del moto.

In generale la risposta é quindi del tipo:

$$\mathbf{X}(t) = \sum_n \mathbf{B}_n \mathbf{Y}(t) \text{ eq. (5)}$$



avendo indicato con \mathbf{B}_n dei coefficienti che dipendono dal carico.

Nel caso di vibrazioni random ogni forzante generalizzata $\mathbf{P}_n(t)$ può essere considerata anch'essa come un processo stocastico separato. Facendo uso dell'analisi in dominio di frequenza se le forzanti sono stazionarie anche le risposte (spostamenti, azioni interne) lo sono ed é utile ottenerne la funzione di autocorrelazione ovvero:

$$\mathbf{R}(\tau) = \mathbf{E}[\mathbf{x}(t) \mathbf{x}(t+\tau)]$$

E sostituendo la (5)

$$\mathbf{R}(\tau) = \mathbf{E}[\sum_m \sum_n \mathbf{B}_m \mathbf{B}_n \mathbf{Y}_m(t) \mathbf{Y}_n(t+\tau)] \text{ eq. (6)}$$

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 54/90	

Risolvendo nel dominio del tempo (integrale di Duhamel):

$$Y_n(\tau) = \int_{-\infty}^{\tau} P_n(\tau) h_n(\tau - t) dt$$

NOTA: "Int(x,y) f(z)" sta per integrale per z da x a y di f(z)

dove la h_n è la funzione di trasferimento in frequenza:

$$h_n(\omega) = 1 / (\omega_n (1 - \zeta_n^2)^{1/2} \exp(-\zeta_n \omega_n t) \sin(\omega_n (1 - \zeta_n^2)^{1/2} t))$$

Sostituendo nella (6)

$$R(\tau) = E \left[\sum_m \sum_n \int_{-\infty}^{\tau} \int_{-\infty}^{\tau + \theta_1} B_m B_n P_m(\theta_1) P_n(\theta_2) h_m(\tau - \theta_1) h_n(\tau + \theta_1 - \theta_2) d\theta_1 d\theta_2 \right] \text{ eq. (7)}$$

essendo θ_1 , θ_2 e τ variabili ausiliarie nel tempo. Posto ora:

$$u_1 = \tau - \theta_1 \quad u_2 = \tau - \theta_2$$

Si ottiene:

$$R(\tau) = \sum_m \sum_n R_{Y_n Y_m}(\tau) \text{ eq. (8)}$$

$$R_{Y_n Y_m}(\tau) = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} B_m B_n R_{P_m P_n}(\tau - u_2 + u_1) h_m(u_1) h_n(u_2) du_1 du_2 \text{ eq. (8)}$$

Dove:

- $R_{P_m P_n}$ funzione di covarianza dei processi di carico in ingresso P_n e P_m
- $R_{Y_n Y_m}$ funzione di covarianza dei processi di uscita (spostamenti, azioni interne).

Nella pratica ingegneristica corrente si ha a che fare con strutture aventi smorzamenti critici ζ piccoli e modi di vibrare scorrelati (ben separati in frequenza). In questo caso pertanto la funzione di autocorrelazione può ragionevolmente stimarsi con la formulazione:

$$R(\tau) = \sum_m R_{Y_n Y_m}(\tau)$$

dove $R_{Y_n Y_m}(\tau)$ è la funzione di autocorrelazione del processo $Y_m(\tau)$.

Al tendere di τ a zero l'equazione precedente può risciversi in termini di deviazioni standard nel seguente modo:

$$\sigma_n = (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \dots + \sigma_n^2)^{1/2}$$

che sottolinea come i valori estremi assunti dalla risposta di un processo stazionario $X(t)$ e $Y_m(t)$ ($m=1,2,\dots,n$) siano proporzionali alle rispettive deviazioni standard σ_X e σ_{Y_m} .

Su questo poggia l'assunzione fatta da molte normative del metodo SRSS (square root of sum of square) che fornisce il valore atteso di una variabile S (spostamento, azione interna) come radice quadrata della somma dei quadrati delle singole componenti. La mancanza di uno dei due presupposti di base, disaccoppiamento dei modi e bassi valori di smorzamento, fanno sì che tale metodo non risulti più valido e vada sostituito con il più generale CQC (complete quadratic combination).

5.8.3 Procedure Operative

In quanto segue viene esposto in sintesi il procedimento da seguire per operare un calcolo nel dominio del tempo ed osservarne i risultati, facendo riferimento alle procedure principali.

Il metodo per essere impiegato richiede di avere a disposizione **n** modi di vibrare del modello. Questa fase viene risolta impostando nel Pre-Processore un'analisi dinamica modale (con o senza impalcati rigidi, a seconda dei casi, in direzione qualsiasi, ad esempio 0 gradi) ed eseguendo il calcolo con il software impiegato.

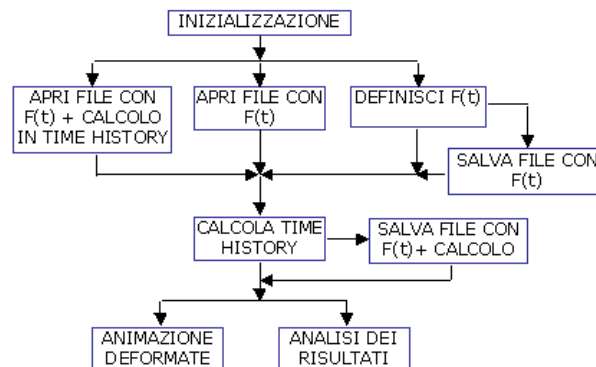


Figura 29 Diagramma di flusso delle procedure a corredo del calcolo in Time History.

5.9 METODO RITZ

Nella definizione dei parametri di calcolo relativi all'analisi dinamica é disponibile l'opzione relativa al metodo via Vettori di Ritz con cui individuare i modi di vibrare.

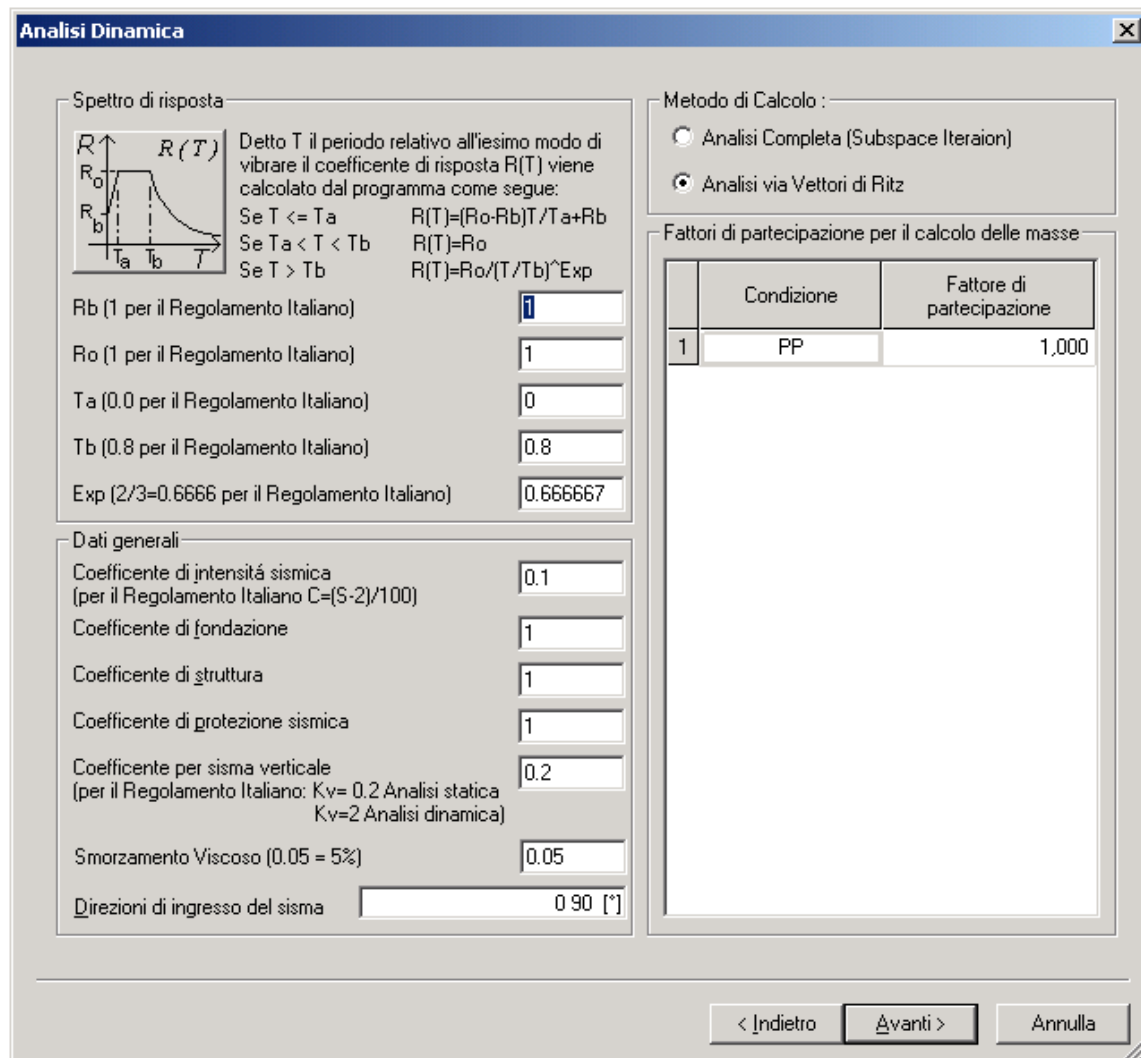




Figura 30 Pagina Analisi Dinamica con cui si definiscono i parametri dell'analisi dinamica nel software utilizzato.

Il metodo si rende disponibile in un'analisi dinamica modale, con o senza condensazione dei gradi di libertà, in alternativa a quello standard, detto di Subspace Iteration.

Il metodo di Ritz riesce a valutare, per ogni direzione di ingresso del sisma, i modi di vibrare specifici con cui evidenziare il comportamento della struttura soggetta al dato input sismico e converge molto rapidamente al coinvolgimento della massa modale efficace tanto che, in genere, é assai facile raggiungere e superare il limite dell'85% richiesto da normativa anche impiegando pochissimi modi di vibrare.

Il rovescio della medaglia consiste nel fatto che il metodo non esplora sul comportamento in generale della struttura rimanendo concentrato sull'obiettivo ristretto della specifica direzione di ingresso del sisma e quindi non metterà in evidenza comportamenti inattesi del modello eventualmente presenti in direzioni diverse da quelle oggetto di indagine. In altre parole il metodo di Ritz non aiuta a studiare il comportamento completo della struttura che non conosciamo bene ma ci risponde con estrema facilità su una data direzione di ingresso del sisma, tralasciando i modi correlati.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 57/90	

Con l'analisi modale standard, invece, una volta estratti i primi n modi, questi si possono usare per analizzare più direzioni d'ingresso e si ottiene una risposta più completa anche se, a volte, i modi da calcolare, per arrivare al limite minimo della massa efficace, possono essere molte decine.

Con Ritz per ogni direzione d'ingresso si valuta un set specifico di modi di vibrare che vanno utilizzati solo per quella direzione d'ingresso.

Generalmente con Ritz si ottengono i vantaggi seguenti:

- Riduzione drastica del numero di modi da calcolare per il raggiungimento della massa modale efficace richiesta dalla normativa.
- Vengono preservate le caratteristiche degli autovettori in uscita (M-Ortogonalità degli autovettori) per cui valgono le tecniche di sovrapposizione modale (time history) e di analisi statica della risposta massima (ovvero valutazione della risposta massima via spettro di risposta).
- Inoltre, poiché il primo modo è ottenuto via deformata statica sotto l'effetto del vettore di carico esterno, i vettori di Ritz da esso derivati contengono la correzione statica correlativa ai modi ad alta frequenza associati.

5.10 IMPALCATI RIGIDI

L'impalcato infinitamente rigido di un edificio costituisce un sistema che non ammette deformazioni nel proprio piano. Due punti appartenenti ad esso non mutano la loro reciproca distanza nel piano X-Y e subiscono le medesime rotazioni intorno all'asse Z.

In pratica si definisce una relazione tra lo spostamento nel piano X-Y di un nodo ausiliario, detto nodo Master dell'impalcato, e quello dei rimanenti nodi appartenenti all'impalcato stesso. Il nodo Master viene generato automaticamente dal Pre-Processore nel centro delle masse dell'impalcato.

Il legame geometrico che viene ad instaurarsi tra il nodo Master ed il generico nodo i dell'impalcato è il seguente:

posto:

$$\mathbf{Dx}_i = \mathbf{X}_i - \mathbf{X}_{\text{master}}$$

$$\mathbf{Dy}_i = \mathbf{Y}_i - \mathbf{Y}_{\text{master}}$$

si ha

$$\mathbf{U}_{x,i} = \mathbf{U}_{x,\text{master}} - \mathbf{Dy}_i * \Theta_{z,\text{master}}$$

$$\mathbf{U}_{y,i} = \mathbf{U}_{y,\text{master}} + \mathbf{Dx}_i * \Theta_{z,\text{master}}$$

$$\mathbf{U}_{z,i} = \mathbf{U}_{z,i}$$

$$\Theta_{x,i} = \Theta_{x,i}$$

$$\Theta_{y,i} = \Theta_{y,i}$$

$$\Theta_{z,i} = \Theta_{z,\text{master}}$$

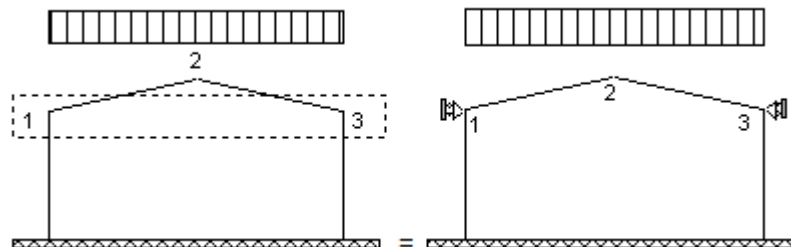
e si nota come solo le componenti di movimento appartenenti al piano dell'impalcato (\mathbf{U}_x , \mathbf{U}_y , Θ_z) sono legate a quella del nodo Master mentre le rimanenti rimangono indipendenti da esso. In questo modo i gradi di libertà attivi passano dai 6 per nodo a 3 per nodo più 3 per ciascun nodo Master ottenendo un cospicuo risparmio in tempo di calcolo. Ad esempio, 10 nodi su ciascuno dei 5 impalcati implicano $10 \times 5 \times 6 = 300$ gradi di libertà (g.d.l.) mentre con la condensazione sono sufficienti $10 \times 5 \times 3 + 5 \times 3 = 165$ g.d.l.

In un'analisi modale con condensazione dei gradi di libertà non è ammesso vincolare nessun grado di libertà tra quelli legati al nodo master per cui (\mathbf{U}_x , \mathbf{U}_y , Θ_z) di nessun nodo appartenente a solaio rigido può essere vincolato. Nel caso contrario il calcolo non viene portato a termine.

5.10.1 Note Teoriche sugli Impalcati Infinitamente Rigidi

La riduzione dei gradi di libertà comporta notevoli vantaggi in termini di tempo di calcolo impiegato dal calcolatore per risolvere il sistema di equazioni per cui l'impiego di questa tecnica può risultare proficua. Occorre però porre attenzione a non impiegare la definizione di impalcato rigido nei casi inopportuni perché i risultati che si ottengono non sono corretti. Infatti, poiché vengono condensati gli spostamenti mutui dei nodi nel piano dell'impalcato di appartenenza, non si hanno deformazioni assiali degli elementi in tale piano e di conseguenza vengono a perdersi gli sforzi normali ed i momenti con piano di sollecitazione nel piano dell' impalcato.

Nell'esempio della figura seguente, gli spostamenti dei nodi di testa dei ritti sono stati messi in relazione tra loro con la definizione di impalcato infinitamente rigido. Ciò comporta la conservazione della mutua distanza tra quei nodi: i nodi 1 e 3 non possono subire lo spostamento relativo che il carico verticale simmetrico induce sulla struttura simmetrica venendo così a perdere la spinta orizzontale dovuta alle falde (struttura spingente). Pertanto questo modello non risulta corretto.



Definizione impropria di impalcato infinitamente rigido: spostamento orizzontale relativo delle teste dei pilastri impedito con perdita dell'azione di taglio nei pilastri (se fosse presente una catena, questa non risulterebbe sollecitata).

Nel caso di una capriata, attribuendo ai nodi su uno stesso corrente l'appartenenza ad un medesimo piano infinitamente rigido, si ottiene la perdita dei valori dello sforzo normale nel corrente stesso.

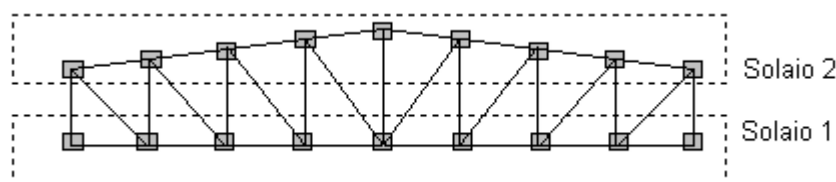


Figura 31 Definizione impropria di impalcato infinitamente rigido: scomparsa dello Sforzo Normale lungo i correnti.

Con la definizione impropria di impalcato infinitamente rigido, altre volte si può incorrere nella determinazione di azioni inesistenti nella realtà. Nel caso della figura seguente, si ha che la restrizione sui gradi di libertà attribuita costringe l'estremità **A** a percorrere uno spostamento relativo verticale rispetto a **B** procurando un accorciamento dell'asta **AB** e lo sviluppo dell'azione assiale che invece è assente nella struttura reale.

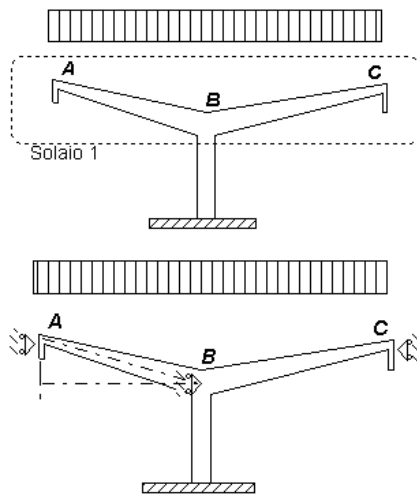


Figura 32 Definizione impropria di impalcato Infinitamente rigido: comparsa dello Sforzo Normale lungo gli sbalzi.

I nodi che risultano appartenere al solaio numero 0 (come quelli di fondazione) non contribuiscono con la loro massa alla valutazione dei parametri dinamici della struttura. In base a ciò, non comporta una grande variazione dei risultati tenere fuori dal computo della massa totale quei nodi che possono contribuirvi solo con quote trascurabili. Frequente è il caso dei nodi intermedi a due solai reali della struttura, come quelli di un pianerottolo delle scale, specialmente quando ne deriva una semplificazione della numerazione dei nodi del modello con vantaggi nella gestione globale del progetto.

5.11 METODO POR

Il metodo è disponibile solo qualora si analizzi la struttura secondo il metodo agli *Stati Limite* e siano presenti dei solai rigidi.

Ogni pannello murario considerato dal metodo POR può essere costituito da:

- un setto in muratura alto come l'interpiano
- un insieme di setti in muratura contigui tutti alti come l'interpiano
- una mesh rettangolare di elementi 4 nodi che occupa l'interpiano.

5.11.1 *Definizione delle azioni resistenti ultime nel pannello*

Partendo dallo stato di sollecitazione (N_d , M_d) relativo alla generica combinazione di carico presente in un pannello, vengono valutati:

Il momento ultimo resistente per pressoflessione (vedi OPCM 3274 8.:

$$M_u = (I^2 t \sigma_o)(1 - \sigma_o/0.85 f_d)$$



ed il correlativo taglio ultimo per rottura da presso-flessione:

$$V_u = M_u/H$$

Il taglio ultimo resistente (vedi OPCM 3274 8. e 11.5.8.1.):

- $V_u = I' t f_{vd}$ nel caso di edifici di nuova costruzione
- $V_u = I t f_{td} / b \sqrt{1 + \sigma_o/f_{td}}$ nel caso di edifici esistenti

dove, il valore di f_{vd} , in ottemperanza alla citata OPCM 3274, "In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio potrà essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$ con

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 60/90	

*f_{vmo} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si potrà porre $f_{vmo} = f_{vko}/0.7$).... Il valore di f_{vd} non potrà comunque essere maggiore di $2.0 f_{bk}$ né maggiore di **2.2 Mpa**."*

Quale taglio ultimo resistente del pannello viene pertanto utilizzato il valore minimo tra $V_u = \min(V_u = M_u/H, V_u = l' t f_{vd})$.

Se il maschio, sotto le azioni di progetto (N_d, M_d) iniziali non é verificato (N_d in trazione ovvero $M_d > M_u$) il maschio é sin da subito considerato *collassato* e non contribuisce per la valutazione delle caratteristiche resistenti della struttura.

In questa fase non viene controllato che il valore del taglio di progetto V_d sia inferiore al taglio V_u in quanto si presuppone che la combinazione di carico di partenza sia relativa a soli carichi di tipo gravitazionale.

5.11.2 *Definizione degli spostamenti ultimi del singolo pannello*

Per quanto concerne gli spostamenti ultimi, sempre facendo riferimento alla citata OPCM 3274, qualora:

- la rottura del maschio sia dovuta a pressoflessione si assume **$U_{max} = 0.008 H$** "lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.8% dell'altezza del pannello" per edifici di nuova costruzione e **$U_{max} = 0.006 H$** per edifici esistenti (vedi OPCM 3274 8.- 11.5.8.1.)
- mentre se la rottura del maschio é dovuta al taglio si assume **$U_{max} = 0.004 H$** "lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.4% dell'altezza del pannello" per edifici di nuova costruzione e **$U_{max} = 0.004 H$** per edifici esistenti (vedi OPCM 3274 8. - 11.5.8.1.)

5.11.3 *Definizione delle rigidzze nel pannello*

Il singolo maschio viene modellato come una trave avente rigidzza iniziale pari a:



$$K_o = n E J / ((1 + \phi) H^3)$$

essendo:

- B la lunghezza in pianta del maschio
- T il suo spessore
- H l'altezza del maschio
- A l'area in pianta **$t B$**
- J il momento d'inerzia **$t B^3/12$**
- E il modulo elastico della muratura
- G il modulo di elasticità tangenziale della muratura
- N un coefficiente di rigidzza variabile fra 3 (mensola) e 12 (doppio incastro) settato a **$n = 12$**
- X il fattore di taglio del maschio assunto pari a **1.2** (sezione rettangolare)
- Φ il coefficiente che tiene conto della deformabilità a taglio del maschio pari a $\phi = n \chi E J / (G H^2 A)$

Noto che sia il valore del taglio ultimo V_u del pannello é quindi individuabile lo spostamento **U_{lim}** corrispondente alla nascita di taglio ultimo pari a:

$$U_{lim} = V_u / K_o$$

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 61/90	

La rigidezza del singolo pannello, in funzione delle azioni applicate, ha quindi un andamento elastico perfettamente plastico del tipo:

$$K = \begin{cases} K_0 & \text{se } U < U_{lim} \text{ ovvero } V < V_u \\ K_0 / U & \text{se } U_{lim} \leq U \leq U_{max} \\ 0 & \text{se } U > U_{max} \end{cases}$$

5.11.4 Calcolo delle azioni di piano sollecitanti

Nel caso si analizzi l'edificio nel suo complesso sono disponibili 2 distribuzioni di forze. La prima, modulata sull'altezza, fa riferimento alla nota formula dell'analisi dinamica condotta per via statica equivalente e cioè:

$$F_i = F_h m_i z_i / \sum m_i z_i$$

essendo z_i data dalla differenza di quota fra la quota del solaio *i-esimo* e la minor quota di imposta dei nodi non appartenenti a solaio presenti nel modello (é opportuno che il modello abbia la quota minima dei suoi nodi a quota zero).

La seconda prescinde dalla quota degli impalcati ed é quindi del tipo:

$$F_i = F_h m_i / \sum m_i$$

5.11.5 Calcolo degli spostamenti e delle azioni resistenti

Il calcolo si svolge seguendo i seguenti passi logici:



1. Individuazione del moltiplicatore dei carichi orizzontali esterni che portano al limite elastico un qualsiasi pannello e valutazione del correlativo campo di spostamenti **UlimE** dei centri di massa dei solai.
2. Calcolo del campo di spostamenti ultimo pari a **UlimU** = λ **UlimE** essendo λ il moltiplicatore degli spostamenti ultimi (duttilit ) imposto esternamente all'inizio del calcolo
3. A questo punto il calcolo procede incrementalmente. Detto **n** il numero di passi di carico, per ogni passo:
 - viene valutato il moltiplicatore corrente degli spostamenti: $\lambda_i = i/n$
 - viene valutato il campo di spostamenti del singolo master di solaio pari a **U** = **(UlimU - UlimE)** λ_i + **UlimE**
 - viene valutata la distribuzione di forze nei singoli pannelli e aggiornata iterativamente la matrice di rigidezza secante sino a che tutti i pannelli raggiungono una configurazione stabile (cio  finch  la matrice   invertibile)
 - se la configurazione raggiunta   staticamente ammissibile, vengono valutate le azioni resistenti di piano oltre a quelle di ogni singolo pannello e si procede con il passo incrementale successivo
 - se la configurazione raggiunta non   staticamente ammissibile il calcolo si ferma.

5.12 **VINCOLI INTERNI**

I vincoli interni sono costituiti essenzialmente da condizioni di vincolo di tipo geometrico imposte fra gli spostamenti di alcuni nodi. Nel seguito si indicher  con la notazione di nodo Master il primo nodo definito nel vincolo interno e di nodo Slave il secondo nodo collegato dal vincolo interno.

Avremo inoltre:

$$\begin{aligned} dx &= x.\text{nodoSlave} - x.\text{nodoMaster} \\ dy &= y.\text{nodoSlave} - y.\text{nodoMaster} \end{aligned}$$

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 62/90	

dz = z.nodoSlave - z.nodoMaster

Nel software impiegato nel presente calcolo sono implementate diverse forme di vincolo interno:

- Multiplo (generico)
- Traslazione su linea
- Traslazione su piano con versore **n** con rotazione **Rn** non vincolata
- Traslazione su piano con versore **n** con rotazione **Rn** vincolata
- Traslazione nello spazio 3D con rotazioni non vincolate
- Traslazione nello spazio 3D con rotazioni vincolate
-

5.12.1 Vincolo interno Multiplo

Impone tra due nodi **i** e **j** l'uguaglianza delle componenti di spostamento selezionate dall'utente.

Si tratta cioè di una o più relazioni del tipo

$$\mathbf{U}_i = \mathbf{U}_j$$

come ad esempio

$$\mathbf{U}_{x.nodo128} = \mathbf{U}_{x.nodo546}$$

Il numero di equazioni generate é pari al numero di componenti di spostamento vincolate.

5.12.2 Vincolo interno Traslazione su linea

Impone tra due nodi **i** e **j** l'uguaglianza delle componenti di spostamento traslazionale lungo una retta **ij**.

Si tratta cioè di una relazione del tipo

$$\mathbf{U}_i = \mathbf{U}_j$$

valutata lungo la retta d'azione del vincolo interno.

Il numero di equazioni generate é pari ad uno che coinvolge da una a tre componenti di traslazione dei due nodi.

5.12.3 Vincolo interno Traslazione su piano con rotazione non vincolata

Impone tra due nodi **i** e **j** gli spostamenti di corpo rigido sul piano di vincolamento trascurando la conservazione della rotazione **Rz**.

Si tratta cioè di una coppia di relazioni del tipo

$$\mathbf{U}_{x.slave} = \mathbf{U}_{x.master} - dy \mathbf{Rz.master}$$



$$\mathbf{U}_{y.slave} = \mathbf{U}_{y.master} + dx \mathbf{Rz.master}$$

Si deve considerare che il piano di vincolamento può essere un piano coordinato qualunque o un piano generico. In base a ciò si riconosce che le espressioni poste ad esempio assumono il corretto significato se si considera il piano X-Y come piano di vincolamento. Negli altri casi si dovrà porre l'opportuna rotazione degli indici e nel caso generico la rotazione da considerare é quella con vettore parallelo al versore del piano considerato.

Si fa osservare che queste due condizioni di vincolo:

- Sono scritte nel sistema di riferimento del piano in cui é definito il vincolo stesso;
- Lasciano libera la rotazione del nodo Slave creando una sorta di effetto 'camma';
- Fanno nascere, in corrispondenza del nodo Master, un momento avente asse vettore coincidente con la normale al piano in cui é definito il vincolo interno stesso.

Il numero di equazioni generate é pari a due.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 63/90	

5.12.4 Vincolo interno Traslazione su piano con rotazione vincolata

Impone tra due nodi **i** e **j** gli spostamenti di corpo rigido sul piano di vincolamento.

Si tratta cioè di una terna di relazioni del tipo

$$\mathbf{Ux.slave} = \mathbf{Ux.master} - \mathbf{dy Rz.master}$$

$$\mathbf{Uy.slave} = \mathbf{Uy.master} + \mathbf{dx Rz.master}$$

$$\mathbf{Rz.slave} = \mathbf{Rz.master}$$

Si deve considerare che il piano di vincolamento può essere un piano coordinato qualunque o un piano generico. In base a ciò si riconosce che le espressioni poste ad esempio assumono il corretto significato se si considera il piano X-Y come piano di vincolamento. Negli altri casi si dovrà porre l'opportuna rotazione degli indici e nel caso generico la rotazione da considerare è quella con vettore parallelo al versore del piano considerato.

Si fa osservare che queste due condizioni di vincolo:

- Sono scritte nel sistema di riferimento del piano in cui è definito il vincolo stesso;
- Non lasciano libera la rotazione del nodo Slave creando esattamente il movimento di corpo rigido sul piano di vincolamento.

Il numero di equazioni generate è pari a tre.

5.12.5 Vincolo interno Traslazione nello spazio 3D con rotazioni non vincolate

Impone tra due nodi **i** e **j** gli spostamenti di corpo rigido nello spazio tridimensionale trascurando la conservazione delle rotazioni **Rx**, **Ry**, **Rz**.

Si tratta cioè di una terna di relazioni del tipo

$$\mathbf{Ux.slave} = \mathbf{Ux.master} - \mathbf{dy Rz.master} + \mathbf{dz Ry.master}$$

$$\mathbf{Uy.slave} = \mathbf{Uy.master} + \mathbf{dx Rz.master} - \mathbf{dz Rx.master}$$

$$\mathbf{Uz.slave} = \mathbf{Uz.master} + \mathbf{dy Rx.master} - \mathbf{dx Ry.master}$$

Si fa osservare che queste tre condizioni di vincolo:

- Lasciano libera la rotazione del nodo Slave creando una sorta di effetto 'camma';
- Fanno nascere, in corrispondenza del nodo Master, tre momenti.

Il numero di equazioni generate è pari a tre.

5.12.6 Vincolo interno Traslazione nello spazio 3D con rotazioni vincolate

Impone tra due nodi **i** e **j** gli spostamenti di corpo rigido nello spazio tridimensionale.

Si tratta cioè di una serie di relazioni del tipo

$$\mathbf{Ux.slave} = \mathbf{Ux.master} - \mathbf{dy Rz.master} + \mathbf{dz Ry.master}$$

$$\mathbf{Uy.slave} = \mathbf{Uy.master} + \mathbf{dx Rz.master} - \mathbf{dz Rx.master}$$

$$\mathbf{Uz.slave} = \mathbf{Uz.master} + \mathbf{dy Rx.master} - \mathbf{dx Ry.master}$$

$$\mathbf{Rx.slave} = \mathbf{Rx.master}$$

$$\mathbf{Ry.slave} = \mathbf{Ry.master}$$

$$\mathbf{Rz.slave} = \mathbf{Rz.master}$$

Si fa osservare che queste condizioni di vincolo:

- Non lasciano libera la rotazione del nodo Slave creando esattamente il movimento di corpo rigido nello spazio;

Il numero di equazioni generate è pari a sei.

5.12.7 Note sull'implementazione

Dal punto di vista dell'implementazione la letteratura tecnica prevede sostanzialmente 3 tipi di tecniche per tener conto dei vincoli interni.

Il primo metodo, noto anche come **Master-Slave Elimination**, si basa su una codifica a livello di elemento delle condizioni di vincolo interno. Questo modo di procedere, per altro utilizzato anche dal codice di calcolo di *WinStrand*, si attaglia bene a problemi molto ben definiti dal punto di vista topologico quali:

- imposizione dell'ipotesi di solai infinitamente rigidi (utilizzata in *WinStrand* nel caso si definiscano i solai e si esegua il calcolo di conseguenza)
- imposizione di eccentricità da parte dell'asse (o piano) in cui è definita la matrice di rigidezza di un elemento rispetto all'asse (o piano) in cui è posizionato l'elemento (utilizzata in *WinStrand* qualora si consideri l'eccentricità dell'asse geometrico degli elementi lineari o del piano di giacitura degli elementi bidimensionali rispetto all'asse, o piano, definito dai nodi di estremità).

Il metodo tuttavia perde di generalità nel caso si vogliano introdurre vincoli generici in quanto la codifica a livello di elemento risulta pressoché improponibile.

Il secondo metodo, noto anche come **Penalty Augmentation** o **penalty function method**, si basa sull'assemblaggio, nella matrice di rigidezza della struttura, di matrici auto-equilibrate a forte diagonale dominante (da cui il nome *penalty element*) che forzano o meglio, tendono a forzare numericamente, il soddisfacimento di una determinata condizione di vincolo.

Per chiarire le idee supponiamo di dover risolvere la seguente struttura composta di bielle e di voler imporre che lo spostamento del nodo 2 sia uguale allo spostamento del nodo 6:

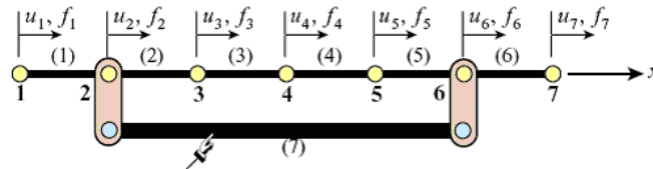


Figura 33 Schema statico di esempio.

Introducendo un ulteriore elemento, per così dire 'infinitamente rigido', fra i nodi 2 e 6 si può introdurre questa condizione ottenendo una matrice di rigidezza assemblata della struttura del tipo:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{12} & K_{22} + w & K_{23} & 0 & 0 & -w & 0 \\ 0 & K_{23} & K_{33} & K_{34} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{34} & K_{44} & K_{45} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{45} & K_{55} & K_{56} & 0 \\ 0 & -w & 0 & 0 & K_{56} & K_{66} + w & K_{67} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{67} & K_{77} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \\ f_7 \end{bmatrix}$$

$$w \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

è la matrice di rigidezza dell'elemento **penalty** che impone la condizione che ci interessa. Al tendere di **w** all'infinito si otterrà l'eguaglianza dei due spostamenti.

Questo metodo ha i seguenti vantaggi:

- Non incrementa il numero di equazioni del sistema risolvendo la struttura in quanto opera direttamente sui termini della matrice di rigidezza

- Non richiede particolari attenzioni nella definizione delle condizioni di vincolo. Se, ad esempio, si introducono due vincoli interni identici questi si tradurranno nell'assemblare due volte la stessa matrice di vincolo ma ciò non darà luogo a conflitti topologici.

Presenta i seguenti svantaggi:

- Può produrre gravi problemi di instabilità numerica derivanti dalla scelta del valore del coefficiente di penalizzazione **w**.

Se infatti il coefficiente **w** di penalizzazione é piccolo non produce l'effetto desiderato (per **w=0** é come se l'elemento non fosse stato introdotto).

Se il suo valore é troppo grande può rendere mal condizionata la matrice di rigidezza della struttura producendo non solo una errata imposizione della condizione di vincolo ma addirittura il prodursi di righe linearmente dipendenti e l'impossibilità di risolvere il sistema di equazioni.

Se, infatti, **w** é molto maggiore del termine massimo della matrice di rigidezza assemblata originale, a causa di problemi di arrotondamento e di propagazione dell'errore numerico, le righe che non sono state modificate dagli elementi penalty tendono a zero.

Il terzo metodo, noto anche come **Lagrange Multiplier Agjunction**, si basa sull'assemblaggio, nella matrice di rigidezza della struttura, di tante equazioni quante sono le condizioni di vincolo imposte esternamente.

Se riprendiamo la struttura precedentemente analizzata:

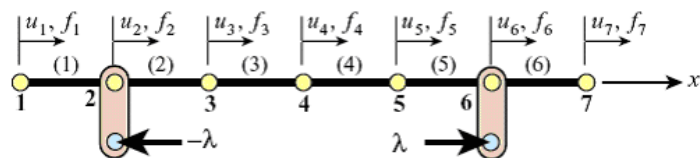


Figura 34 Schema statico di esempio secondo il metodo di Lagrange.

e pensiamo di introdurre una forza λ (parametro noto come *moltiplicatore di Lagrange*), che sia in grado di imporre il soddisfacimento della condizione di vincolo interno **U2=U6** il sistema risolutivo diventa:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{12} & K_{22} & K_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{23} & K_{33} & K_{34} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{34} & K_{44} & K_{45} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{45} & K_{55} & K_{56} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{56} & K_{66} & K_{67} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{67} & K_{77} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 - \lambda \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 + \lambda \\ f_7 \end{bmatrix}$$

Poiché λ va determinato ossia é un'incognita del problema va trasferito nella parte di sinistra del sistema risolutivo appendendolo al vettore delle incognite spostamento:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{12} & K_{22} & K_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & K_{23} & K_{33} & K_{34} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{34} & K_{44} & K_{45} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{45} & K_{55} & K_{56} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{56} & K_{66} & K_{67} & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{67} & K_{77} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \\ \lambda \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \\ f_7 \end{bmatrix}$$

con il che si ottiene un sistema di 7 equazioni in 8 incognite. Al fine di rendere il sistema determinato é sufficiente appendere l'equazioni di vincolo interno **U2-U6 = 0** quale ottava equazione:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{12} & K_{22} & K_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & K_{23} & K_{33} & K_{34} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{34} & K_{44} & K_{45} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{45} & K_{55} & K_{56} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{56} & K_{66} & K_{67} & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{67} & K_{77} & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \\ \lambda \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \\ f_7 \\ 0 \end{bmatrix}$$

In forma più generale, l'energia potenziale totale del modello a elementi finiti privo di vincoli interni é data da:

$$\Pi = \frac{1}{2} \mathbf{u}^T \mathbf{K} \mathbf{u} - \mathbf{u}^T \mathbf{f}.$$

Al fine di introdurre le equazioni di vincolo interno viene aggiunto il set di equazioni di ordine **m** per **n** essendo **m** il numero di equazioni di vincolo e **n** la dimensione del sistema risolvente:

$$\mathbf{A} \mathbf{u} = \mathbf{b}$$

Orlando la matrice originale con quella dei moltiplicatori di Lagrange

$$L(\mathbf{u}, \boldsymbol{\lambda}) = \Pi + \boldsymbol{\lambda}^T (\mathbf{A} \mathbf{u} - \mathbf{b}) = \frac{1}{2} \mathbf{u}^T \mathbf{K} \mathbf{u} - \mathbf{u}^T \mathbf{f} + \boldsymbol{\lambda}^T (\mathbf{A} \mathbf{u} - \mathbf{b}).$$

Estremando il funzionale **L(u, λ)** rispetto alle variabili **u** e **λ** si ottiene il sistema risolutivo

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{A}^T \\ \mathbf{A} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ \boldsymbol{\lambda} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{f} \\ \mathbf{b} \end{bmatrix}.$$

Questo metodo ha i seguenti vantaggi:

- La soluzione del sistema é esatta nel senso che la matrice di rigidezza del sistema originale non viene modificata
- La soluzione del sistema fornisce direttamente le forze atte ad imporre le condizioni di vincolo imposte.

Presenta i seguenti svantaggi:

- Il numero di equazioni del sistema originale viene aumentato

- Anche se il sistema originale é definito positivo (ossia la struttura é correttamente vincolata) il sistema risolutivo può risultare non definito positivo
- L'introduzione di più equazioni di vincolo linermente dipendenti porta a sistemi irrisolvibili in quanto due righe sono linermente dipendenti.

Il codice di calcolo utilizzato implementa il *metodo dei moltiplicatori di Lagrange* e per ovviare alla seconda controindicazione assembla sempre le equazioni di vincolo interno in coda alle equazioni originali della struttura in modo da poter controllare che la struttura sia correttamente vincolata anche se questo può condurre a impropri aumenti della semibanda della matrice di rigidezza assemblata.

6. VERIFICHE

6.1 FILI FISSI E VERIFICHE

Il modello strutturale generato con il Pre-Processore collega di default i vari elementi di cui si compone secondo i rispettivi assi geometrici baricentrici. Basandosi su tale geometria viene condotta l'analisi della struttura per la determinazione degli spostamenti nodali ed, in definitiva, della distribuzione delle azioni interne.

Procedendo poi verso la fase delle verifiche e del disegno esecutivo, si ha la necessità di disporre i vari elementi secondo quelli che sono i reali ingombri della struttura. Così, per esempio, in una carpenteria di piano in cemento armato, si può avere la necessità di disporre i pilastri e le travi di bordo in modo da risultare tutti allineati con la faccia esterna appartenente ad un unico piano verticale passante per una determinata posizione.

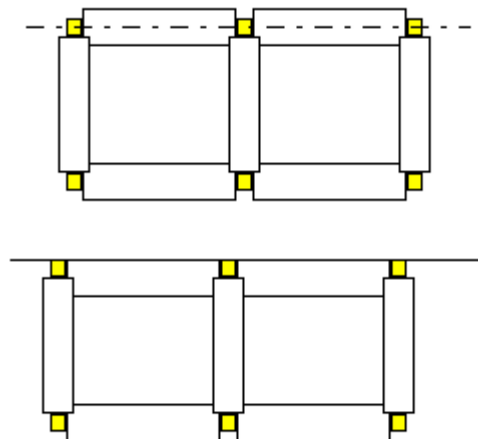




Figura 35 Impiego di un piano di filo fisso verticale.

Oppure, nel caso di una successione di travi con altezze differenti, si ha l'esigenza di allinearle tutte secondo un piano orizzontale comune.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 68/90	

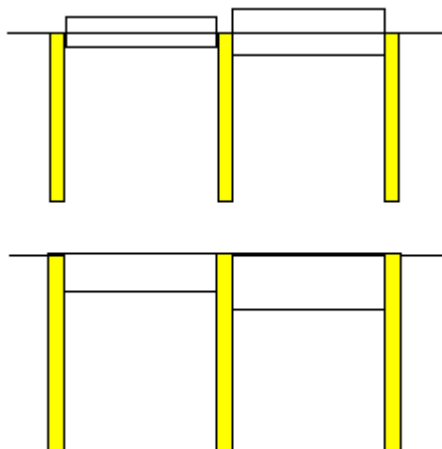


Figura 36 Impiego di un piano di filo fisso orizzontale.

A questo scopo nel Post-Processore e nel Verifica e Disegno C.A. si ha la possibilità di definire i piani di *Filo Fisso* di cui si terrà conto nelle verifiche delle travi e delle travi di fondazione. Tali piani influenzano la posizione solo degli elementi tipo *Pilastro, Trave, Trave di Fondazione e Setti*.

Una volta impostati gli allineamenti desiderati tra i suddetti elementi, è possibile procedere con la fase di progetto delle armature per concludere l'iter progettuale.

6.1.1 *Moduli per condurre le verifiche*

La procedura di verifica da applicare ad un elemento strutturale dipende dal materiale di cui è costituito, dalla tipologia dell'elemento stesso e dal codice normativo a cui si intende far riferimento. Così, in funzione del tipo di membratura si ha la seguente distinzione:

- per gli elementi in cemento armato tipo Trave, Pilastro, Trave di Fondazione, Setto, Plinto si impiegano i comandi specifici disponibili in Verifica e Disegno C.A.;
- per la muratura collaborante con il telaio (bielle equivalenti) si impiegano i comandi specifici disponibili all'interno nel menu Setti di Verifica e Disegno C.A.;
- per le strutture in muratura (in assenza di telai collaboranti) si impiegano i comandi specifici disponibili nel menu Setti di Verifica e Disegno C.A.;
- per gli elementi Palo si impiega Pali;
- per le solette in C.A. si impiegano i comandi di Lastre attivabile da Verifica e Disegno C.A.;
- per gli elementi di acciaio (Trave, Pilastro, Biella) si ha a disposizione Verifica Acciaio.

6.2 VERIFICHE ELEMENTI IN C.A.

Dopo aver condotto la fase di analisi della struttura, possono essere mandate in esecuzione, una alla volta, le verifiche degli elementi in c.a. tipo Trave, Pilastro, Trave di Fondazione, Setto e Plinto.

In generale, prima di eseguire le verifiche, viene definito:

1. I Fili Fissi.
2. I Criteri di Progetto degli Elementi;
3. I Criteri di Progetto della Struttura.

I criteri derivanti dall'applicazione della normativa vigente prevalgono sempre su quelli definiti dall'utente.

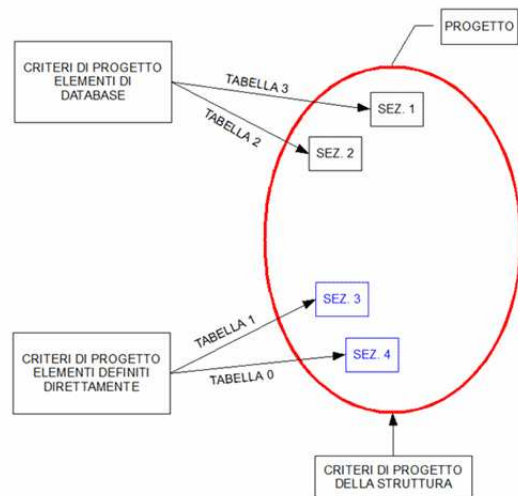


Figura 37 Schema logico delle relazioni esistenti tra il progetto ed i criteri di progetto.

In Fig. precedente si illustra lo schema logico delle relazioni esistenti tra il progetto, i criteri di progetto della struttura ed i criteri di progetto degli elementi con sezioni di database e sezioni definite direttamente. Per esempio, ogni sezione pilastro di database ha una propria tabella di armature e materiali che resta disponibile per l'impiego in più progetti perché residente nel database.

6.2.1 Pilastrini in C.A.



Le armature dei pilastri sono progettate sempre simmetriche per evitare che, in fase di montaggio in cantiere, vi siano errori di posizionamento della gabbia metallica.

La verifica viene eseguita, per ogni combinazione di carico prevista, nella sezione al piede ed in quella di sommità di ogni pilastro del modello. Le verifiche vengono condotte a pressoflessione deviata, retta o retta con amplificazione dei momenti in base a quanto definito nel setup delle verifiche.

La verifica a taglio viene condotta nei due piani principali locali dell'elemento.

La procedura di verifica a pressoflessione deviata considera la concomitanza delle componenti N , M_x ed M_y . Con la scelta della pressoflessione retta, invece, vengono eseguite due verifiche distinte: una con N ed M_x ed l'altra con N ed M_y . Una terza via, peraltro prevista negli eurocodici, che tiene conto della concomitanza delle componenti dell'azione interna agenti nei due piani di sollecitazione, consiste nell'eseguire una verifica a pressoflessione retta secondo un piano e considerare un incremento percentuale della componente flessionale agente in tale piano (pressoflessione retta con amplificazione: $N+(1+k) M_x$ e $N+(1+k) M_y$). L'Eurocodice considera questa tra le procedure possibili per la verifica delle colonne impiegando un fattore di amplificazione k dei momenti pari al 30%. Per una giustificazione teorica consultare *Clough e Penzien "Deterministic Analysis of heartquake response"* McGraw-Hill 1993, Cap. 26-27.

Per i pilastri, quando previsto, si segue il criterio di gerarchia delle resistenze per cui i valori dei momenti flettenti e del taglio sollecitanti non sono quelli derivanti direttamente dall'analisi strutturale ma dipendono anche dalle sollecitazioni ultime interne alle travi e

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 70/90	

pilastrini che si connettono al pilastro da verificare (e, quindi, dipendono anche dalle armature disposte in questi elementi).

I criteri di progetto di un elemento pilastro sono dati caratteristici della relativa sezione.

L'algoritmo di verifica dei pilastrini in c.a. procede nel seguente modo:

1. Selezione dell'*armatura di verifica minima* dalla tabella di armature collegata alla sezione.
2. Si esegue la verifica del pilastro e la procedura termina nel caso favorevole, altrimenti si procede con il punto 3.
3. Si seleziona nella tabella di armature, ordinata in base al criterio della sezione minima o del numero minimo di barre, la disposizione successiva. Si torna quindi al punto 2 sino a quando anche l'ultima disposizione in lista fallisce la verifica per cui si procede con il punto 4.
4. Verifica insoddisfatta.

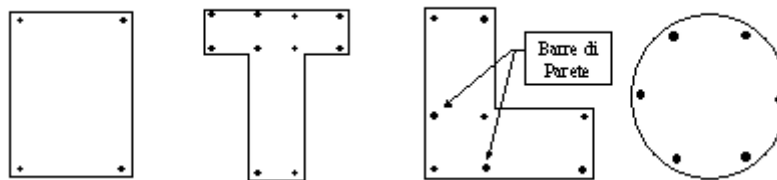


Figura 38 Disposizione armatura indispensabile per le sezioni tipo: 4 barre per le rettangolari, 8 per quelle a T ed L e 6 per le circolari.

L'armatura indispensabile coincide con quella che nel programma viene indicata come "armatura di *Spigolo*".

Nei pilastrini non si tiene conto del coefficiente di amplificazione dello sforzo assiale per pilastrini snelli.

In riferimento alla normativa selezionata (dal D.M. 9 Gennaio 1996 - "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", sino al D.M. 14-01-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"), le verifiche dei pilastrini tengono conto delle rispettive restrizioni, come ad esempio:

- L'area del ferro deve risultare maggiore dello 0.8 % dell'area di calcestruzzo strettamente necessaria per carico assiale.
- L'area di ferro deve essere compresa tra lo 0.3 % e il 6 % dell'area di calcestruzzo effettiva della sezione (per la circolare 10 Aprile 1997 n. 65/AA.GG., relativa alle zone sismiche, tale intervallo diventa pari a [1%, 4%]. La stessa percentuale é prevista da OPCM 3274/2003).
- Nelle sezioni interamente compresse viene controllato che la tensione media non risulti superiore al 70 % della tensione ammissibile del calcestruzzo. Con il metodo agli stati limite tale prescrizione si traduce nella disposizione di armatura longitudinale di sezione non minore di **0,15 N_{sd}/fyd**.
- Nelle sezioni con spessore inferiore a 25 cm la tensione ammissibile viene ridotta in accordo con la normativa prescelta.

6.2.2 Travi e Travi di Fondazione in C.A.

La procedura di verifica a flessione o pressoflessione, taglio e torsione, secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili o quello agli Stati Limite, é in grado di individuare, se esiste tra le disposizioni d'armatura elencate nelle tabelle di armatura, quella in grado di soddisfare tutte le prescrizioni di normativa.

I criteri di progetto di un elemento trave sono dati caratteristici della relativa sezione.

6.2.2.1 Verifiche a Flessione

Il momento di verifica di ogni sezione proviene dal diagramma involuppo dei momenti flettenti relativamente a tutte le combinazioni di carico definite. Tuttavia, per gli elementi tipo trave, l'utente ha facoltà d'impostare un valore di riferimento per il momento massimo in campata, in modo tale che il programma consideri il valore maggiore tra il momento d'involuppo delle combinazioni di carico e quello imposto come riferimento. Il momento di riferimento viene valutato dal programma impiegando la seguente relazione:

$$M_{rif} = q_{Tot} L^2 / n$$

dove:

- q_{Tot} massimo carico totale medio agente sulla trave valutato considerando i carichi distribuiti agenti sulla luce della trave nelle varie combinazioni di carico.
- L luce della trave.
- N fattore definito dall'operatore.

In alternativa si definisce un incremento del momento di campata pari ad una quota percentuale di M_o .

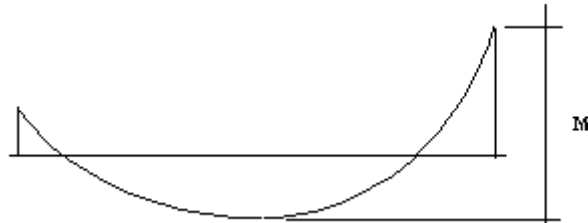


Figura 39 L'incremento del momento in campata risulta pari ad una quota di M_o .

Lungo la campata si prevedono due sezioni di verifica posti a cavallo del punto di applicazione di ogni carico concentrato (distanti rispettivamente 1 mm dal punto di carico). Nel caso ci siano molti carichi concentrati, applicati tutti in un piccolo tratto della luce, i punti di campionatura non vengono più equamente distribuiti lungo la trave ma polarizzati in gran parte nel tratto in cui insistono i carichi (vedere figura seguente).

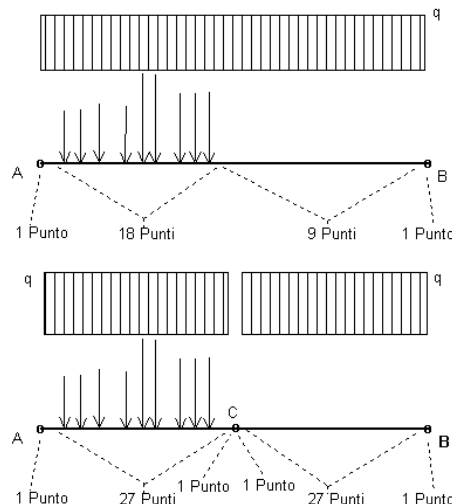


Figura 40 Esempio di trave caricata in maniera da polarizzare la campionatura dei punti di verifica a flessione della trave e soluzione da adottare.

In tale caso é bene suddividere la trave in più tratti in modo da consentire una campionatura più omogenea e raffittita in grado di cogliere il reale andamento del diagramma dei momenti.

In generale il numero dei punti di campionatura deve essere pari al doppio del massimo numero di carichi concentrati applicati più due.

Così se si hanno 14 carichi concentrati lungo una stessa trave i punti di campionatura per le verifiche devono essere almeno pari a 30 ($14 \times 2 + 2 = 30$) o suddividere l'elemento in modo congruente con quanto suddetto.

In verifica si tiene conto dello spunto del diagramma dei momenti nelle sezioni di estremità (sezioni di appoggio). La sezione di estremità della trave è considerata quella sul filo pilastro (intersezione della campata con la faccia del pilastro) ed è in questa posizione che il diagramma del momento flettente viene preso in considerazione (trascurando la parte che procede verso il nodo strutturale).

Nel caso di pilastri molto larghi, il momento di estremità viene valutato in corrispondenza della soglia di spunto definita dall'utente al fine di non eccedere troppo con lo spunto dei diagrammi. Successivamente tale valore viene riportato a filo pilastro: quindi il diagramma dei momenti che si va a considerare diventa quello di figura, cioè un diagramma ricalcolato con sulle estremità il momento di spunto individuato.

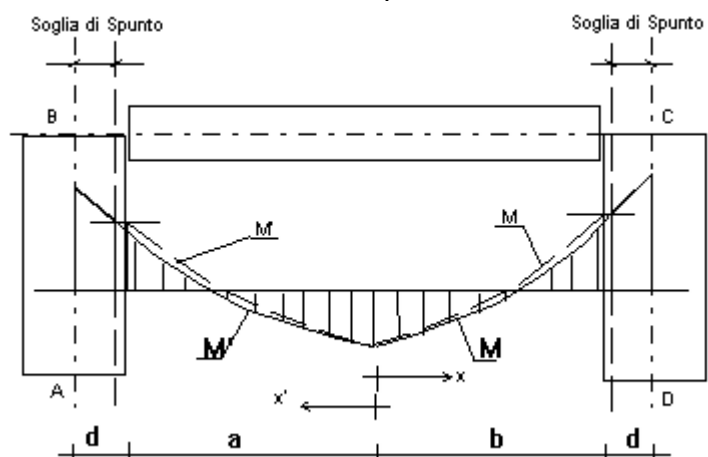


Figura 41 Diagramma dei momenti di verifica (in tratteggio) e diagramma di calcolo (linea continua).

6.2.2.2 Trazione estremità corrente inferiore

Nella relazione sulle verifiche, in corrispondenza dei due punti di campionatura di estremità della trave, assieme alle aree di ferro di estradosso e di intradosso, indicate rispettivamente con **A_{fE}** ed **A_{fI}**, vengono riportate anche le aree di ferro valutate con l'espressione:

$$(A_{fT}) = T_{max} / \sigma_{amm}$$

dove:

- T_{max} taglio massimo sull'estremità della trave.
- σ_{amm} tensione ammissibile dell'acciaio utilizzato.

in ottemperanza alla normativa.

Questo valore di riferimento diventa importante, ad esempio, nelle sezioni terminali di intradosso di una trave continua appoggiata, cioè in corrispondenza di quelle sezioni dove l'azione flettente è minima, se non nulla, mentre l'azione tagliante è rilevante.

Nell'ipotesi che il meccanismo resistente a taglio nella trave sia quello alla Morsch, tali aree di ferro servono ad assorbire sugli appoggi la componente di trazione nel corrente inferiore trasmessa dalla biella di calcestruzzo compresso; il loro impiego é demandato alla sensibilità del progettista.

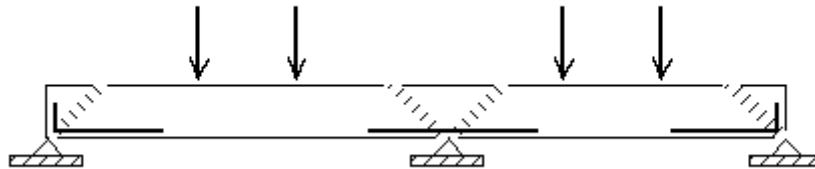


Figura 42 Armatura minima d'intradosso in corrispondenza degli appoggi.

Tuttavia nelle campate intermedie tali sforzi si equilibrano, ovvero presuppongono la presenza di una biella tesa tale da assorbire solo la differenza delle spinte provenienti dai due puntoni delle campate opposte.

Le procedure di verifica non si occupano dei dettagli costruttivi, per cui nel caso di carichi sospesi all'intradosso della trave o di carichi concentrati é necessario disporre dell'armatura aggiuntiva nell'intorno del punto di applicazione, rispetto a quella calcolata dal programma, in grado di assorbire interamente gli sforzi locali di trazione.

Durante l'esecuzione delle verifiche la comparsa del messaggio "*Trave Tozza*" segnala che la lunghezza della trave é minore di due volte la dimensione predominante della sezione per cui si richiede una eventuale verifica come elemento tozzo. Il programma predispone comunque un'armatura minima da regolamento.

Nelle travi di fondazione la verifica a flessione é condotta nella stessa maniera descritta per le travi di elevazione. Si differenzia, invece, il modo con cui si tiene in conto il rilassamento del calcestruzzo nel tempo: ci si riferisce esclusivamente alla traslazione del diagramma della quantità definita come percentuale del valore M_0 (vedi Fig.).

6.2.2.3 Taglio

L'armatura a taglio viene progettata simmetrica rispetto alla mezzeria della trave in base all'andamento dell'involuppo del diagramma del taglio nelle varie combinazioni di carico e considerando gli stessi punti di campionatura impiegati per la flessione (vedi paragrafo Verifica a Flessione in questo capitolo).

Il setup dei Criteri di Progetto degli Elementi trave prevede per l'armatura a taglio il sistema di armatura a Conci e quello a Traliccio.

- Armatura a Conci

Procedendo dalle estremità verso il punto di nullo del diagramma, nel sistema a Conci vengono individuati nella trave i conci **A**, **B**, **C** e **D** così definiti:

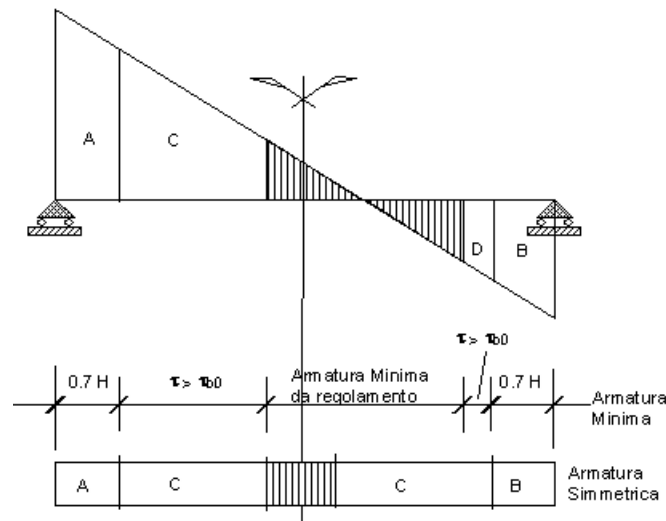


Figura 43 Taglio: suddivisione della trave in conci.

Seguendo il criterio dell'armatura simmetrica la trave di figura viene armata al taglio con i conci omogenei **A-C-minimo-C-A**.

1. I conci **A** e **B**, sempre presenti, si estendono per una lunghezza pari al 70% dell'altezza utile della sezione a partire dagli appoggi. Tale estensione può essere maggiormente estesa in funzione dei particolari costruttivi imposti dalle normative adottate in verifica.
2. I conci **C** e **D**, quando presenti, coprono i tratti dalla fine dei precedenti sino all'ascissa dove viene riscontrata la τ_{b0} . Se tale valore non viene individuato, perché la tensione alla fine dei conci **A** e **B** è già inferiore, i suddetti tratti vengono omessi. Gli intervalli **C** e **D** vengono considerati solo se si estendono per un tratto lungo almeno due volte il passo minimo delle staffe.
3. L'ulteriore, eventuale, concio di chiusura centrale, armato con il minimo previsto dal regolamento, completa la suddivisione andando a coprire la zona con $\tau < \tau_{b0}$.

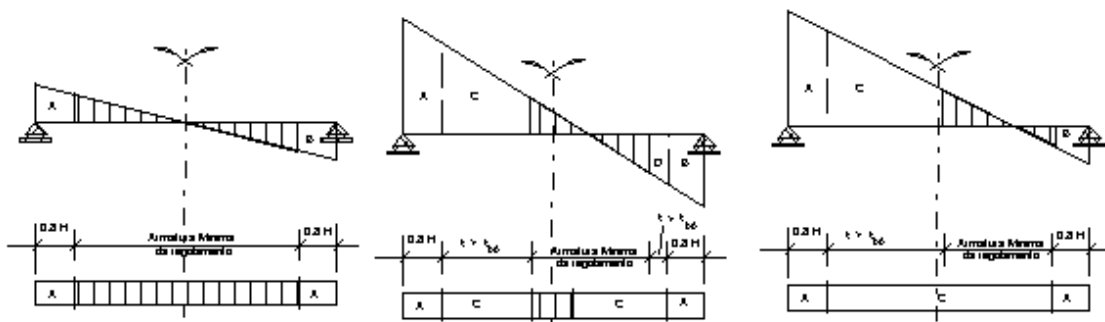




Figura 44 Esempi di suddivisione in conci con armatura omogenea.

In questo modo si ottengono i conci che individuano l'armatura minima al taglio valutabile con i relativi scorrimenti. Per passare a quella simmetrica, si confrontano i conci **A** con **B** e **C** con **D** e si considerano quelli che danno gli scorrimenti maggiori.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 75/90	

La disposizione simmetrica delle armature viene preferita a quella corrispondente al minimo impiego di acciaio in quanto offre il vantaggio di snellire la fase di montaggio della gabbia metallica in cantiere ed evita che le gabbie possano essere montate a rovescio. Il ritmo delle staffe ed il numero di bracci viene individuato dalla procedura di verifica all'interno della Tabella di Disposizioni di Staffe prevista per l'elemento in esame.

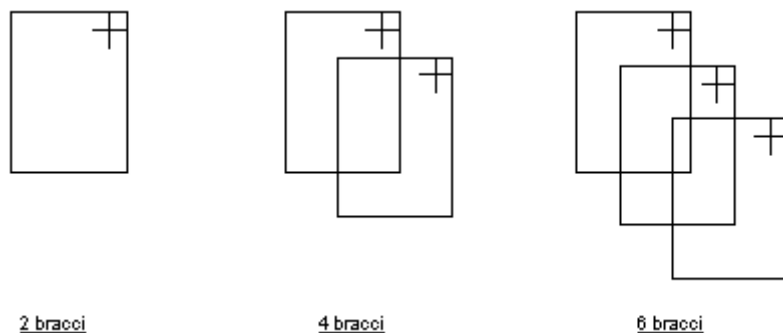




Figura 45 Staffe con 2, 4 e 6 bracci.

L'algoritmo di Progetto/Verifica delle staffe per un dato concio determina l'armatura trasversale impiegando il seguente iter:

1. Valuta lo scorrimento che deriva dal concio in esame, detraendo anche l'eventuale quota da attribuire ai ferri piegati.
2. Considera la disposizione di staffe riportata in testa alla Tabella delle Staffe associata alla trave in esame.
3. Verifica che la disposizione corrente sia sufficiente ad assorbire lo scorrimento nel concio corrente; se il risultato é positivo si passa al concio successivo sino a completare la trave per passare poi al punto 5, altrimenti si procede con il punto 4.
4. Individua nella Tabella delle Staffe la disposizione disponibile successiva e torna al punto 3 sino a quando non si é impiegato, senza successo, anche l'ultima disposizione prevista in Tabella per cui la procedura termina con la verifica non soddisfatta.
5. Se si é consentito l'uso di ferri piegati (cavallotti), la procedura li considera andando a coprire la parte di scorrimento eccedente la quota gravante sulle staffe e la verifica é conclusa positivamente.

Si tenga presente che:

1. I ferri piegati vengono inseriti solo quando non si riesce a farne a meno per la verifica per cui tendenzialmente si cerca di evitarli.
2. La procedura di verifica prevede la possibilità di avere, nella stessa trave, due diversi tipi di staffe in termini di diametro e numero di bracci.
3. Quando il passo delle staffe presenti nei conci si differenzia per pochi centimetri (1 - 2 cm al massimo), la procedura di ottimizzazione interviene ad omogeneizzare tali intervalli in maniera da semplificare le operazioni di montaggio delle gabbie metalliche in cantiere. Per esempio, se nel concio centrale si ha un'armatura minima da regolamento con staffe da 8 mm con passo 25 cm e nei conci di tipo C ed A si hanno i passi rispettivamente pari a 15 cm e 14 cm, la procedura ottimizza il tutto conservando il passo delle staffe centrali a 25 cm ma portando a 12.5 cm quello delle staffe negli altri due tipi di conci, in maniera da ottenere anche il raddoppio d'armatura nei pressi delle estremità della trave.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 76/90	

Le prescrizioni di minimo dipendono, naturalmente, dalla norma tecnica adottata.

- Sistema a Traliccio

Il sistema a Traliccio prevede una disposizione uniforme di staffe predefinita, scelta tra quelle disponibili nella Tabella delle Staffe per l'elemento in esame, a cui si aggiungono le staffe di raffittimento nei punti del diagramma di scorrimento scoperti dalla disposizione principale.

Nelle travi di fondazione la verifica a taglio é condotta nella stessa maniera descritta per le travi. Per le travi di fondazione occorre dimensionare in modo opportuno il diametro ed il passo della staffa da adottare nella flangia a contatto con il suolo, come nelle sezioni a T rovescia. In questo caso, quando la larghezza della sezione raggiunge una dimensione rilevante, é necessario predisporre un'armatura a staffe nella flangia capace di far fronte alla flessione in direzione ortogonale all'asse della trave dovuta alla tensione di contatto con il suolo (funzionamento a mensola delle flange). Questa verifica non é tenuta in conto in automatico dalla procedura di verifica.

6.2.2.4 *Torsione*

La verifica a torsione é possibile per cui quando viene richiesta si procede ad una verifica a Taglio e Torsione.

Ci possono essere casi in cui anche livelli molto bassi di momento torcente possono condurre a non soddisfare le verifiche. É utile allora individuare i casi in cui procedere alla verifica a torsione ed evitare di eseguirla comunque indifferentemente. Nell'Eurocodice 2 (versione 2005, Parte 1-1, vedi punto 6.3.1) si espone il principio che la verifica a torsione é da valutarsi senza dubbio quando é fondamentale per l'equilibrio statico del sistema mentre nel caso in cui la componente torcente in una trave, ad esempio, deriva esclusivamente dalla congruenza dei movimenti con gli elementi ad essa vicini diventa trascurabile alla luce dell'equilibrio statico. In questo caso, quindi, una reale verifica a torsione non risulta necessaria e si procede ad una adeguata valutazione dell'armatura minima da disporre al fine di limitare le fessurazioni ed accrescerne la durabilità.

Nel modello, in genere, possono esserci localmente delle situazioni che meritano una valutazione più accurata dell'effetto torcente. É il caso, ad esempio, di una trave di bordo che sostiene un balcone a sbalzo. La maniera più efficiente per condurre le verifiche sulle travi del modello suddetto consiste nel chiedere la verifica a torsione solo per quei casi specifici e non su tutte le travi.

Allo scopo é possibile definire una specifica sezione per cui é richiesta la verifica a torsione e che abbia il ruolo di trave di bordo a sostegno di sbalzi. Nella realizzazione del modello viene assegnata questa sezione specifica solo alle travi che richiedono la verifica a torsione mentre a tutte le altre si associano sezioni per cui la verifica a torsione non é prevista.

Nelle travi di fondazione la verifica a torsione é condotta nella stessa maniera descritta per le travi.

6.2.3 *Setti in c.a.*

6.2.3.1 *Verifica a Pressoflessione*

I setti vengono verificati nella sezione al piede ed in quella di sommità a pressoflessione retta nel piano dell'elemento per ogni combinazione dei carichi prevista. I valori delle componenti sollecitanti, **N** ed **M**, vengono valutati in funzione degli sforzi normali agenti nei quattro nodi del setto secondo il seguente criterio:

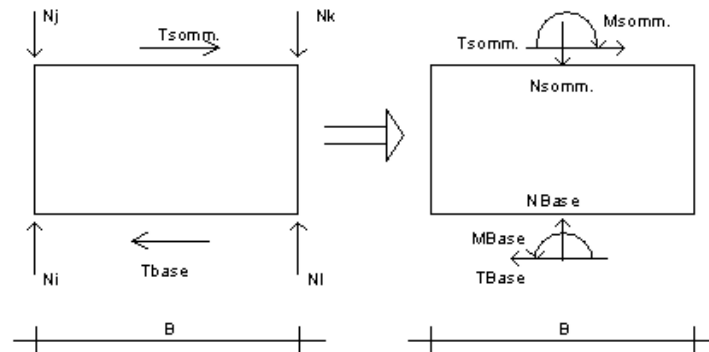


Figura 46 Setto: dalle componenti nodali a quelle sulle sezioni di verifica dell'elemento.

Lo sforzo normale sulla sezione deriva dalla somma degli sforzi agenti sui nodi adiacenti per cui

$$\mathbf{N.somm} = \mathbf{N}_j + \mathbf{N}_k$$

$$\mathbf{N.base} = \mathbf{N}_i + \mathbf{N}_l$$

L'azione flettente sulla sezione viene computata come sommatoria dei momenti delle forze nodali rispetto al punto baricentrico della sezione stessa, cioè

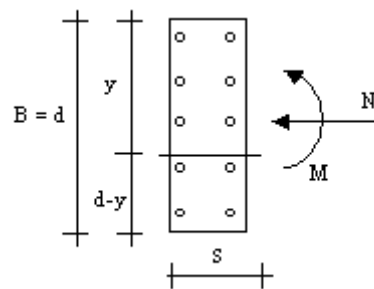
$$\mathbf{M.somm} = (\mathbf{N}_j - \mathbf{N}_k) \mathbf{B} / 2 + \mathbf{M}_j + \mathbf{M}_k$$

$$\mathbf{M.base} = (\mathbf{N}_i - \mathbf{N}_l) \mathbf{B} / 2 + \mathbf{M}_i + \mathbf{M}_l$$

La sezione di verifica coincide con quella rettangolare avente come base lo spessore **S** del setto, visibile in pianta, e come altezza la larghezza **B** del setto.

In un telaio é possibile inserire una parete di taglio costituita da un singolo elemento setto per ogni interpiano oppure da una mesh di elementi setto per ogni interpiano (é frequente l'impiego di una coppia di setti connessi lungo un bordo verticale comune). Le informazioni sulle componenti nodali in una mesh di setti possono risentire delle componenti di scambio per congruenza dei movimenti lungo il bordo comune dei setti. Per questo é possibile attingere le informazioni sulle sollecitazioni interne alla parete di taglio con il comando Tensioni nel piano del setto (Post-Processore - Setti) che basa la valutazione di N ed M in funzione dell'integrazione delle tensioni normali che si sviluppano sulle facce orizzontali dei setti. In sintesi le sollecitazioni interne nelle pareti di taglio con cui condurre le verifiche risentono del tipo di modellazione (setto unico, mesh di setti) e si possono valutare attraverso le componenti nodali (adatto per il setto unico) o per integrazione delle tensioni normali (in genere adatto per le mesh di setti). Le integrazioni però non sono sempre attendibili nella sezione a livello di fondazione ed in quella a livello di copertura (in altre parole nelle sezioni di estremità della parete di taglio) perché non si rispettano le condizioni del De Saint Venant.

Il setto viene armato con una rete di barre diffuse sulle due facce principali dell'elemento e da un raffittimento nelle zone di estremità a costituire due pilastri fittizi con sezione quadrata pari allo spessore della parete.



Tutta l'armatura presente nella sezione viene presa in considerazione nella verifica a pressoflessione della sezione del setto.

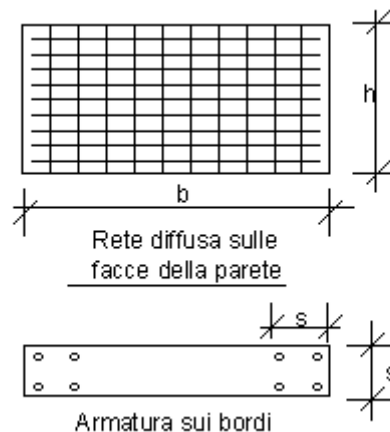


Figura 47 Le armature predisposte nell'elemento Setto.

Nel setto di fondazione é presente la flangia di contatto con il terreno la quale non viene verificata ed armata. Occorre dimensionare in modo opportuno il diametro ed il passo della staffa da adottare nella flangia a contatto con il suolo in modo che sia capace di far fronte alla flessione in direzione ortogonale al piano del setto dovuta alla tensione di contatto con il suolo (funzionamento a mensola delle flange). Questa verifica non é tenuta in conto in automatico dalla procedura di verifica del setto.

Per la determinazione della tensione media nella sezione reagente di calcestruzzo si prende in considerazione la sola componente di sforzo normale incidente sulla parte compressa della sezione del setto.



Per le verifiche agli stati limite in cui si prevedono gli effetti della gerarchia delle resistenze si impiegano le modalità di verifica a pressoflessione e taglio indicate dalle specifiche normative (involuppi di diagramma, traslazione per il tratto pari all'altezza critica della cerniera plastica, ecc.). Maggiori dettagli sono disponibili nella guida dei comandi.

6.2.3.2 Verifica a Taglio

La verifica a taglio nel piano del setto viene condotta seguendo due criteri in dipendenza del rapporto h/b ovvero della snellezza del setto.

Se $h/b > 2$ viene condotta una verifica a taglio classica ossia viene valutata $\tau = T / (0.9 B S)$ considerando l'elemento snello.

Se $h/b < 2$ l'elemento viene considerato tozzo ed in mancanza di una specifica norma viene considerato un meccanismo a biella previsto nella normativa per gli elementi prefabbricati.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 79/90	

Considerando

- N sforzo normale sul pannello
- T taglio nel piano del pannello
- A sezione del pannello
- A.taglio area a taglio del pannello

si ha che:

$$\sigma = N/A$$

$$\tau = T/A.\text{taglio}$$

$$\sigma_{id} = 0.5 [\sigma - (\sigma^2 + 4 \tau^2)^{1/2}]$$

$$\sigma_{id} \leq f_{ctk} \text{ (tensione caratteristica a trazione del cls)}$$

I criteri di progetto di un elemento setto sono dati caratteristici della relativa sezione.

Con i criteri scelti vengono individuate una serie di tipologie di armature a formare una tabella di armature che viene messa a disposizione dell'algoritmo di verifica dei setti. Per ogni sezione si dispone di una corrispondente tabella.

Per le sezioni definite direttamente nel Pre-Processore (non di database) il criterio di progetto dei setti viene individuato con il setup delle verifiche. In questo caso tutte le tipologie di sezione rispondono inizialmente al medesimo criterio che conduce ad una singola tabella di armature. In un secondo momento é possibile specializzare i criteri per ogni sezione operando le modifiche del caso.

L'algoritmo di verifica dei setti in c.a. percorre il seguente iter:

1. Selezione dell'armatura di verifica minima dalla tabella di armature collegata alla sezione.
2. Esecuzione della verifica a pressoflessione retta delle sezioni di testa e di piede e la procedura termina nel caso favorevole, altrimenti
3. Si seleziona nella tabella di armature, ordinate in base al criterio della sezione minima o del numero minimo di barre, la disposizione successiva. Si torna quindi al punto 2 sino a quando anche l'ultima disposizione in lista fallisce la verifica per cui si procede con il punto 4.
4. Verifica insoddisfatta.

Nei setti non vengono condotte le verifiche per Taglio ortogonale al piano medio del setto, per Momento Torcente e quella per i Momenti Flettenti agenti fuori piano dell'elemento stesso.

6.2.4 Plinti

Nella sezione di contatto plinto-pilastro agiscono le reazioni vincolari trasmesse dal plinto (T_x , T_y , M_z) assieme alle componenti delle azioni interne scambiate tra i due elementi (N , M_x , M_y).

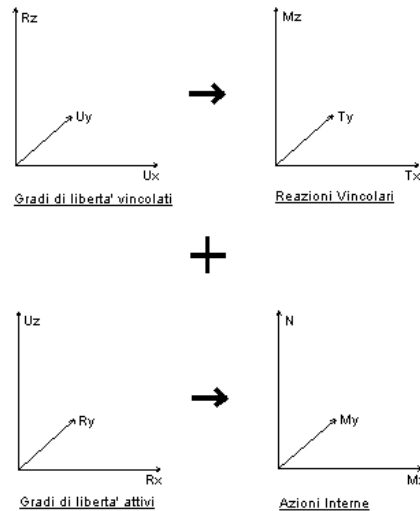


Figura 48 Reazioni vincolari ed Azioni Interne dovute alla presenza del Plinto.

Alla base del plinto le tensioni del terreno vengono valutate tenendo conto anche dei momenti di trasporto indotti dai tagli T_x e T_y agenti nella sezione di testa del plinto per cui si ha:

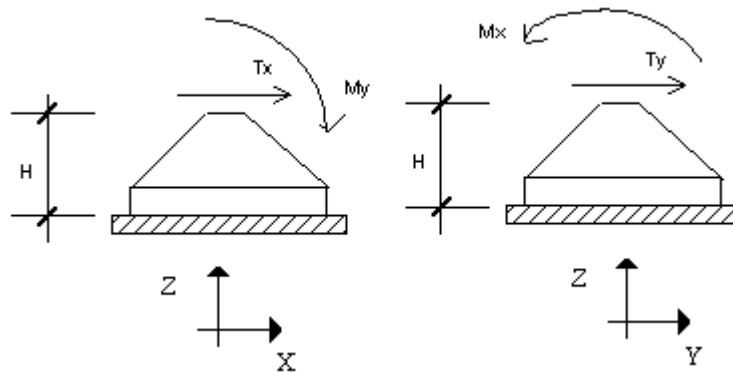


Figura 49 Calcolo dei momenti di trasporto indotti dai tagli T_x e T_y agenti nella sezione di testa del plinto.

$$M_{vx} = M_x - T_y H$$

$$M_{vy} = M_y + T_x H$$

6.2.4.1 Flessione

Indicando con α l'angolo in gradi sessadecimali compreso tra la base del plinto e la congiungente lo spigolo di detta base con l'attacco del pilastro (vedi figura seguente), in generale possono presentarsi i seguenti casi:

- L'angolo α é maggiore di trenta gradi ($\alpha > 30$ gradi). In questo caso la verifica a flessione é condotta considerando il plinto TOZZO. Indicando con σ_t la sigma massima nel terreno, supposta costante e pari al valore massimo in favore di

sicurezza, essa fornisce una reazione complessiva R_t mediante la quale viene calcolato lo sforzo F nella biella di acciaio teso secondo la formula:

$$F = R_t (B-b)/(8 H)$$

da cui l'area di ferro necessaria è

$$A_f = F/\sigma_{amm}$$

dove B è la dimensione dell'area di impronta del plinto e b è la dimensione del pilastro nella stessa direzione.

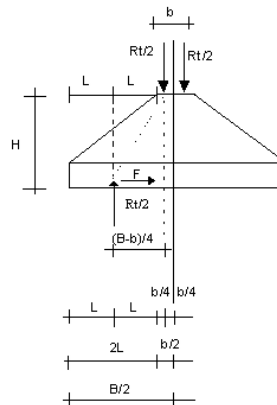


Figura 50 Calcolo a biella per plinti tozzi.

L'angolo α è minore di trenta gradi ($\alpha < 30$ gradi). In questo caso il plinto viene considerato SNELLO e il progetto-verifica procede in maniera consueta con un calcolo a mensola incastrata considerando la sezione della mensola equivalente con le seguenti dimensioni

- per il plinto svasato



$$\begin{aligned} s_1 &= H_{zoc} - copr \\ s_2 &= H_{plin} - H_{zoc} - copr \\ H_{equiv} &= s_1 + s_2 (2B + b) / (3B) \\ B_{equiv} &= (2/3) B H_{equiv} / (s_1 + s_2) \end{aligned}$$

- per il plinto cubico o a pozzetto

$$\begin{aligned} d &= H_{plin} - copr \\ s_1 &= d / 3 \\ s_2 &= 2d / 3 \\ H_{equiv} &= s_1 + s_2 (2B + b) / (3B) \\ B_{equiv} &= (2/3) B H_{equiv} / (s_1 + s_2) \end{aligned}$$

dove

copr: spessore del copriferro
e per gli altri simboli vedi figura.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 82/90	

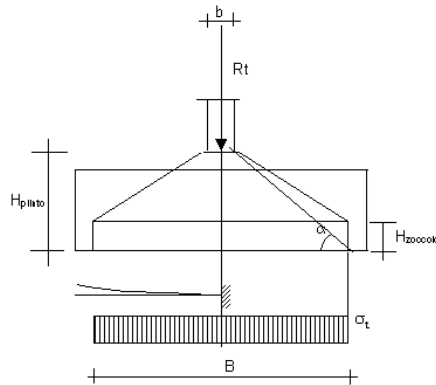


Figura 51 Calcolo a mensola per plinti snelli.

Ai fini delle verifiche, la pressione sul terreno é distribuita uniformemente su tutta l'area di impronta del plinto con un'intensità pari a quella massima.

Le verifiche vengono sempre condotte lungo le due direzioni principali dell'elemento ed, in funzione delle dimensioni del plinto riscontrate secondo ciascuna di esse, viene eseguito il relativo tipo di verifica *a biella* (plinto tozzo) o *a mensola incastrata* (plinto snello).

Generalmente, le armature strettamente necessarie alla verifica del plinto risultano piccole, pertanto, poiché ciò implicherebbe l'impiego di tondini con un passo troppo elevato, l'operatore può fissare l'interasse massimo tra i ferri in modo da garantire una disposizione di armature secondo la normale prassi costruttiva.

I criteri di progetto di un elemento plinto sono dati caratteristici della relativa sezione.

Con i criteri scelti vengono individuate una serie di tipologie di armature a flessione e punzonamento a formare una tabella di armature che viene messa a disposizione dell'algoritmo di verifica dei plinti. Per ogni sezione si dispone di una corrispondente tabella.

Per le sezioni definite direttamente nel Pre-Processore (non di database) il criterio di progetto dei plinti viene individuato con il setup delle verifiche. In questo caso tutte le tipologie di sezione rispondono inizialmente al medesimo criterio che conduce ad una singola tabella di armature. In un secondo momento é possibile specializzare i criteri per ogni sezione operando le modifiche del caso.

6.2.4.2 Punzonamento nel plinto a bicchiere

Nel plinto a bicchiere la verifica a punzonamento viene eseguita in corrispondenza del perimetro critico che si individua all'intradosso del plinto proiettando con un angolo di diffusione β il perimetro del pozzetto individuato dalle intersezioni del piano medio di ogni parete del pozzetto con l'estradosso dello zoccolo del plinto.

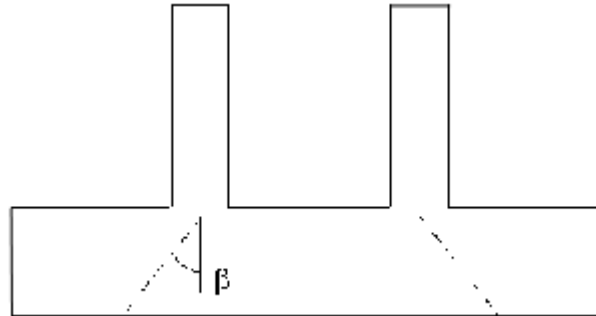
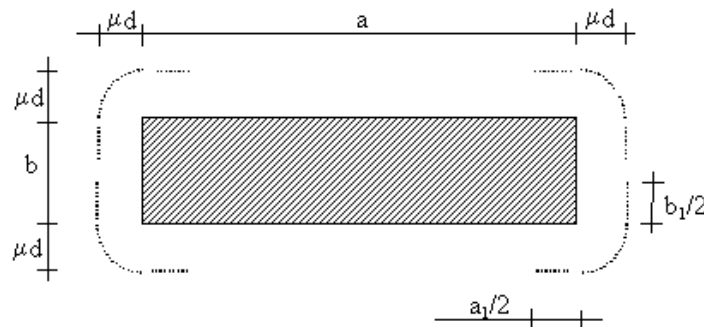


Figura 52 Individuazione del perimetro critico.

Quando l'area di carico ha una geometria molto allungata é noto che il problema del punzonamento si localizza intorno agli spigoli.



$$\begin{aligned} b_1 &\leq b & a_1 &\leq a \\ b_1 &\leq 2.8 d & a_1 &\leq 2 b \\ & & a_1 &\leq 5.6 d - b_1 \end{aligned}$$



d = altezza media della soletta

Figura 53 Perimetro critico nel caso non standard.

Il perimetro critico in questi casi viene individuato secondo le indicazioni dell'Eurocodice 2 punto 4.3.4.2.1.

L'algoritmo di verifica dei plinti in c.a. percorre il seguente iter:

1. Selezione dell'armatura di verifica minima dalla tabella di armature collegata alla sezione;
2. Esecuzione della verifica del plinto e la procedura termina nel caso favorevole, altrimenti
3. Si seleziona nella tabella di armature, ordinate in base al criterio della sezione minima o del numero minimo di barre, la disposizione successiva, se esiste. Si torna quindi al punto 2 se esiste una disposizione nuova da impiegare, altrimenti si procede con il punto 4.
4. Verifica insoddisfatta.

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 84/90	

Per i plinti a bicchiere (quelli provvisti del pozzetto di alloggiamento del pilastro prefabbricato) é prevista anche la verifica delle pareti del pozzetto.

6.2.5 Pali

Pali esegue la verifica a pressoflessione deviata dei pali o gruppi di pali presenti nel modello. Il programma é in grado di verificare un determinato tipo di palo sollecitato dalle azioni di calcolo precedentemente determinate dal solutore.

[i] Punto 5.3.1. del D.M. 14 Febbraio 1992 "Norme tecniche per l'esecuzione di strutture in cemento armato normale e precompresso e per strutture metalliche" a cui il D.M. 9 Gennaio 1996 fa riferimento per il metodo alle tensioni ammissibili. Analoghe indicazioni sono disponibili nelle norme più recenti come il D.M. 14-01-2008.

6.3 VERIFICHE ELEMENTI IN ACCIAIO

Il programma Verifica Acciaio esegue la verifica delle membrature metalliche appartenenti ad una delle seguenti tipologie di asta:

- profili Singoli.
- profili Calastrellati.
- profili Imbottiti.
- profili Intralicciati.

sulle quali possono essere condotte le seguenti verifiche:

- Verifica di Resistenza.
- Verifica di Instabilità per Sforzo Normale.
- Verifica di Instabilità per PressoFlessione.
- Verifica di Instabilità per FlessoTorsione (Svergolamento).

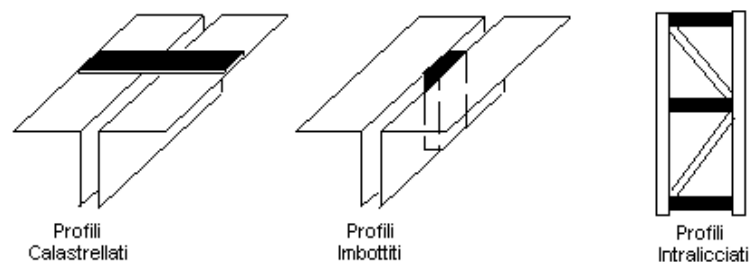


Figura 54 Esempi di collegamento di profili metallici.

6.3.1 Verifiche CNR UNI 10011

6.3.1.1 Verifiche di Resistenza

La verifica di resistenza di una o più aste viene condotta dal programma campionando, lungo l'asse dell'asta ed in tutte le combinazioni di carico, le azioni agenti e verificando con esse la sezione [i].

In generale, le verifiche da condurre variano a seconda dei profili e delle tipologie costruttive ma il programma, qualora l'operatore non decida diversamente, provvede esclusivamente alla verifica elastica per sforzo normale.

$$\sigma = N/A$$

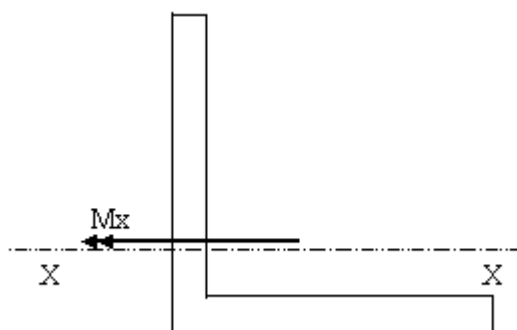
L'utente ha comunque facoltà di cambiare tale metodologia di verifica per selezionare le componenti di sollecitazione che effettivamente intervengono nella verifica della sezione e giungere sino alla presso-flessione deviata:

$$\sigma = N/A + M_x/W_x + M_y/W_y$$

(tenendo conto dell'amplificazione dello sforzo assiale e della riduzione di rigidità flessionale negli elementi compressi).

Il coefficiente di adattamento plastico ψ viene cautelativamente posto uguale a 1.

Per le routine del Verifica Acciaio omettere la componente **M_y** (agente nel piano 1-3) vuol dire forzare l'asse neutro a rimanere ortogonale al piano di sollecitazione (**M_x** ha il piano di sollecitazione 1-2).



Se si impone di verificare solo con una componente flessionale, l'asse neutro viene assunto ortogonale al piano di sollecitazione.

La verifica a taglio è limitata ad i profili a doppio T, tubi quadri, tubi circolari e con sezione a cassone. La τ viene calcolata nei punti indicati in figura.

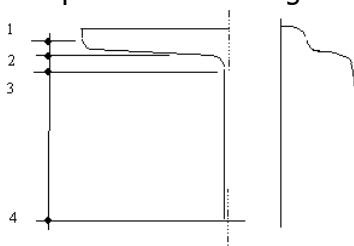


Figura 55 Punti di calcolo della tensione tangenziale τ .



6.3.1.2 Verifiche di Instabilità per Sforzo Normale

La Verifica di Instabilità per Sforzo Normale viene eseguita nei due piani principali dell'asta considerando lo Sforzo Normale massimo di compressione N_{max} ricercato tra tutte le sollecitazioni assiali ottenute dalle combinazioni di carico definite.

I dati di input necessari alla procedura di verifica sono:

a. il tipo di verifica da condurre sull'asta, scegliendola tra le seguenti:

- Nessuna Verifica
- Profilo Singolo
- Profili con Calastrelli
- Profili Imbottiti
- Profili disposti a Croce
- Profili Intralicciati secondo lo schema A (CNR 10011)

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 86/90	

- Profili Intralacciati secondo lo schema B (CNR 10011)
 - b. i dati inerenti il profilo (Area della sezione trasversale, Momenti d'Inerzia, Raggi d'Inerzia, Tipo di curva secondo cui eseguire la verifica - a, b, c, d -, Tipo di Acciaio) ed il coefficiente β che definisce il tipo di vincolo presente nelle sezioni di estremità. Se l'asta non é costituita da un unico profilo ma ha una sezione composta, occorre definire ancora:
 - nel caso di profili calastrellati:
 - il raggio di inerzia del singolo profilo costituente la sezione dell'asta.
 - nel caso di profili intralacciati:

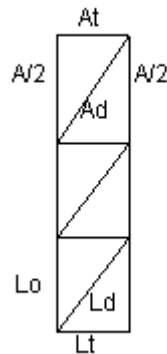


Figura 56 Parametri delle aste intralacciate (vedi CNR UNI 10011).



- area complessiva **A** della coppia di profili.
- area complessiva **Ad** dei profili diagonali.
- area **At** del traverso.
- lunghezza **Ld** dei diagonali.
- lunghezza **Lt** del traverso.
- lunghezza **Lo** del singolo campo.

Le procedure di verifica di instabilità per sforzo normale impiegate dal programma si basano sulle seguenti assunzioni generali:

- Se non diversamente specificato dall'operatore, il coefficiente β , che entra nella definizione della lunghezza di libera inflessione dell'asta $L_o = \beta L$, é posto uguale a 1.
- Il valore del coefficiente di amplificazione dello sforzo normale ω da utilizzare nelle verifiche di instabilità per sforzo normale non é prelevato dalle tabelle fornite, per i vari tipi di curva, acciaio e snellezza, delle citate C.N.R. ma dalla formula chiusa, secondo il punto 7.2.2.3.2. delle citate C.N.R.
- Per le sezioni previste nel profilatario, la curva secondo la quale calcolare il valore di ω é definita. Viceversa, per le sezioni le cui caratteristiche inerziali sono definite dall'operatore, la curva di cui sopra é assunta, se non diversamente specificato dall'operatore, come curva c.
- Qualora la snellezza dell'asta sia inammissibile (> 250), il programma pone il valore del coefficiente ω pari a 1000 in modo da non risultare verificata.

a cui si aggiungono quelle particolari:

- Il codice non verifica i particolari di collegamento (calastrelli, imbottiture e piastre di collegamento).

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 87/90	

- Non vengono svolte le verifiche di imbozzamento dei pannelli d'anima delle sezioni cassonate o a doppio T.
- Il programma suppone l'asta isolata nello spazio e soggetta alle azioni di calcolo pertanto non impiega le formule previste per le aste continue supportate da vincoli elastici trasversali.
- Nel caso la snellezza λ dell'asta superi il valore limite, pari a 250 per la normativa italiana, la procedura che valuta il coefficiente ω assegna un valore di ω pari a 1000. All'operatore, quindi, spetta l'onere di controllare la corrispondenza con la realtà di questa assunzione. Nel caso di strutture di controventamento particolarmente snelle è bene utilizzare l'algoritmo del codice di calcolo che individua quelle che vanno in compressione e provvede iterativamente a "scaricarle" così da simulare il fatto che queste ultime se compresse possono instabilizzarsi e non contribuire alla deformabilità/rigidezza della struttura.

6.3.1.3 Verifiche di Instabilità per Presso-Flessione

La verifica di Instabilità a Presso-Flessione ricerca la combinazione dei carichi che realizza la tensione normale massima nella sezione dell'elemento analizzato.

L'input necessario alle procedure di verifica sono:

- la definizione del tipo di verifica da condurre scegliendola tra le seguenti:

- Nessuna verifica
- $N/A + M_x/W_x$
- $N/A + M_y/W_y$
- $N/A + M_x/W_x + M_y/W_y$

- i dati relativi al profilo da considerare (Tipo di Profilo, Area della sezione trasversale, Moduli di Resistenza, Raggi d'Inerzia e Tipo di Acciaio) ed il coefficiente b che definisce il tipo di vincolo presente nelle sezioni di estremità.

Le procedure di verifica di Instabilità per Presso-Flessione impiegate dal programma si basano sulle assunzioni generali descritte per la verifica di Instabilità per Sforzo Normale a cui si aggiungono quelle particolari:

- Il momento equivalente di verifica M_{eq} viene calcolato dal programma, nelle varie combinazioni di carico, integrando sulla lunghezza dell'asta il momento agente e risponde alle limitazioni previste dalle norme. Il tipo di formula impiegato ($M_{eq} = 1.3 M_m$ oppure $M_{eq} = 0.6 M_a - 0.4 M_b$) viene riportato nella stampa del prospetto delle verifiche a pressoflessione a lato della tensione calcolata.
- Qualora l'asta sia soggetta anche a svergolamento, in accordo con quanto indicato nelle norme, la tensione dovuta al momento agente nel piano 1-2 dell'asta (M_x) viene amplificata del coefficiente ω_1 .



ω_1 viene amplificato per il fattore 1.4 quando le azioni sono definite applicate all'estradosso dell'elemento. E' opportuno che l'utente verifichi la validità di tale ipotesi in ogni caso.

6.3.1.4 Instabilità per Flesso-Torsione

La verifica di Instabilità Flesso-Torsionale (Svergolamento) ricerca la combinazione che realizza la massima tensione di compressione. I dati di input necessari alla procedura sono:

- la definizione del tipo di verifica da condurre scegliendola tra le seguenti:

- Nessuna verifica

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSIOLO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 88/90	

- Svergolamento trave doppio T (CNR 10011 - 7.3.2.2.1)
 - Controllo stabilità ala compressa (CNR 10011 -7.3.2.2.2)
- i dati relativi al profilo da considerare:
- Tipo di Profilo;
 - Distanza tra i ritegni flessotorsionali;
 - Momento d'Inerzia rispetto all'asse x;
 - Base;
 - Altezza;
 - Spessore della flangia;
 - Tipo di Acciaio.

La distanza tra i ritegni flesso-torsionali si riferisce alla lunghezza del tratto di trave che risulta libero di svergolare. Di default é posto pari alla distanza tra i due nodi di estremità (anche quando con il rubber si sono compresi più elementi allineati). Nel caso in cui in campata sono previsti degli appositi controventi si ha la possibilità di ridurre tale intervallo specificandone il valore nel campo corrispondente.

Se si desidera condurre la verifica a svergolamento col metodo dell'ala compressa, altri dati necessari sono:

- Area ala compressa;
- Momento statico dell'ala compressa rispetto all'asse x;
- Raggio d'Inerzia i_y dell'ala compressa.

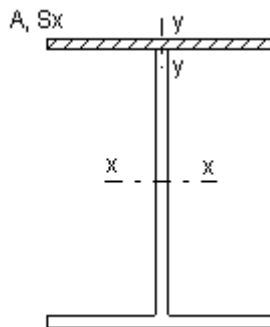




Figura 57 Dati per il calcolo del momento statico dell'ala compressa.

Per le aste inflesse con sezione a doppio T o composte a doppio T, il programma consente la verifica a svergolamento delle aste stesse secondo una delle due formule previste dalle istruzioni CNR 10011.

Circa le sue modalità di applicazione si segnala che:

- Per la verifica a svergolamento di travi con sezione laminate a doppio T viene utilizzata la formula riportata nella normativa vigente.
- Qualora l'asta abbia dei carichi applicati in campata, se questi agiscono in una condizione diversa dalla condizione 1 (solitamente assegnata al peso proprio), il coefficiente ω_1 viene moltiplicato per 1.4;
- Il momento di verifica M_{eq} viene calcolato dal programma, nelle varie combinazioni di carico, integrando sulla lunghezza dell'asta il momento agente e risponde alle limitazioni previste in.
- Nel caso si intenda verificare l'instabilità dell'ala compressa, secondo il punto 7.3.2.2.2 delle CNR 10011, occorre fornire al programma i dati relativi all'ala

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 89/90	

ovvero il momento statico S_x dell'ala compressa rispetto all'asse d'inflexione x della sezione.

6.3.2 Verifiche EC3

L'Eurocodice 3 (EC3) prevede le verifiche agli stati limite di esercizio (deformazioni, spostamenti, vibrazioni) e quelle agli stati limite ultimi (resistenza della sezione, resistenza della membratura, resistenza dei collegamenti, stabilità del telaio, equilibrio statico).

Il tipo di analisi previsto per lo studio di uno schema strutturale dipende dalla sua classificazione in termini di spostamenti laterali e dai particolari costruttivi adottati. L'EC3 ammette l'impiego dell'analisi lineare elastica senza ulteriori indagini esclusivamente nel caso di telai controventati (punto 5.2.5.3) e telai a nodi fissi (punto 5.2.5.2) cioè per quelle strutture per le quali si può assumere che gli spostamenti orizzontali sono ininfluenti o sono contenuti da un sistema adeguato di controventatura. In caso contrario la stabilità globale del telaio può essere messa in evidenza dall'analisi elastica del secondo ordine (ad esempio, metodo P-Delta). Secondo questo procedimento gli incrementi di azioni interna indotti dagli spostamenti laterali vengono valutati esplicitamente e pertanto, essendo noto l'effettivo campo di spostamenti e sollecitazioni presente nella struttura, le verifiche vengono condotte:

- Considerando il campo di sollecitazioni dedotto dall'analisi;
- Valutando la lunghezza di libera inflessione delle membrature come se la struttura fosse a nodi fissi.
-

Le verifiche di resistenza e stabilità, invece, dipendono dalla classe di appartenenza delle sezioni utilizzate per le membrature stesse.



Sezione	Classe	Descrizione
Plastica	1	In tutte le fibre si raggiunge la tensione fyd prima che gli effetti di instabilità locale possano presentarsi. La sezione é capace di superare il momento di piena plasticizzazione e di assicurare una duttilità pari a quella teorica.
Compatta	2	Come per la sezione Plastica ma con una duttilità inferiore a quella teorica ($\epsilon_u < 10 \epsilon_e$).
Semicompatta	3	Solo nella fibra più esterna si raggiunge la tensione fyd prima che gli effetti di instabilità locale possano presentarsi. La duttilità é ancora più contenuta.
Snella	4	In nessuna fibra si raggiunge la tensione fyd per il sovraggiungere di fenomeni di instabilità locale che portano in crisi la sezione in anticipo. La duttilità é assai limitata.

Per le sezioni in classe 4 si parla di caratteristiche inerziali della Sezione Lorda e quelle della Sezione Efficace, in cui si prendono in considerazione solo le porzioni di sezione non soggette ai fenomeni di instabilità locale.

6.3.2.1 Verifiche di Resistenza

Nel capitolo 5.4.1 l'EC3 richiama l'attenzione del progettista sul fatto che, pur non considerando i fenomeni di instabilità dell'asta, la resistenza delle sezioni trasversali delle membrature può essere limitata dai seguenti fattori:

- Resistenza plastica della Sezione Lorda;
- Resistenza della sezione netta in corrispondenza dei fori o dei dispositivi di giunzione;

	GARA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA LINEA DI TERMOVALORIZZAZIONE DA 30 MWt PRESSO IL SISTEMA DI TRATTAMENTO RIFIUTI DI MACOMER/TOSSILO	REV. 0	
	Relazione sulle strutture	PAG. 90/90	

- Effetti di diffusione del carico per taglio (shear lag) influenzato dai rapporti geometrici delle flange nei confronti dell'anima;
- Resistenza alla instabilità locale dei singoli elementi della sezione trasversale;
- Resistenza alla instabilità locale per taglio.

6.3.2.2 Verifiche di Stabilità

Le grandi deformazioni, che possono coinvolgere le zone compresse delle membrature, si possono genericamente suddividere in tre fenomeni tipici:

- Instabilità da sforzo normale, che interessa le aste compresse o presso-inflesse;
- Instabilità flessio-torsionale (o svergolamento), che interessa le ali compresse degli elementi inflessi;
- Instabilità per taglio (o imbozzamento), che coinvolge le anime degli elementi inflessi.

A questi fondamentali campi di verifica sono dedicati i capitoli dal 5.5 al 5.9 dell'EC3.