

III. DOC-S

デフォルト値の意味と取扱いについて

目次

1. デフォルト値の意味と扱い
2. S造耐震診断で必要な設定
3. 新機能を用いた比較
4. よくある問い合わせ

部材中間節点の生成

- ・比較の目的

部材中間節点の有無で、終局時応力状態がどのように変わるかを比較する。

- ・プログラムの対応

露出柱脚、根巻柱脚、ブレースと他の部材との接合位置を対象に中間節点を作成することで、正確な応力状態が得られます。

- ・比較対象

解析モデル 節点振り分け法と平面MNモデル

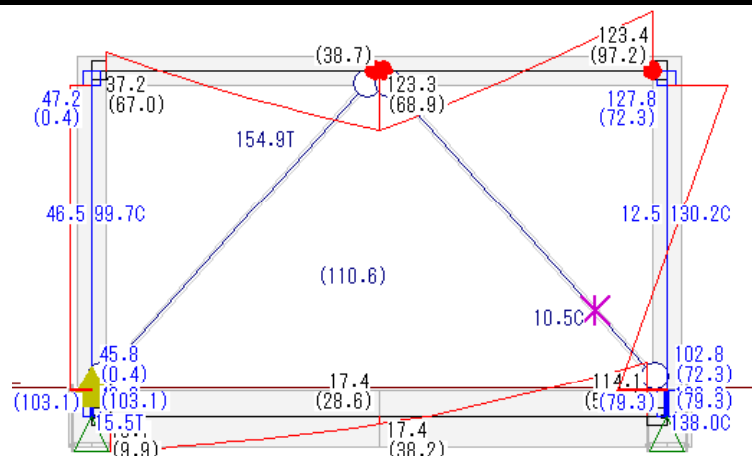
【操作】

メニュー: 構造計算共通条件->モデル化->モデル化条件

部材中間節点の生成

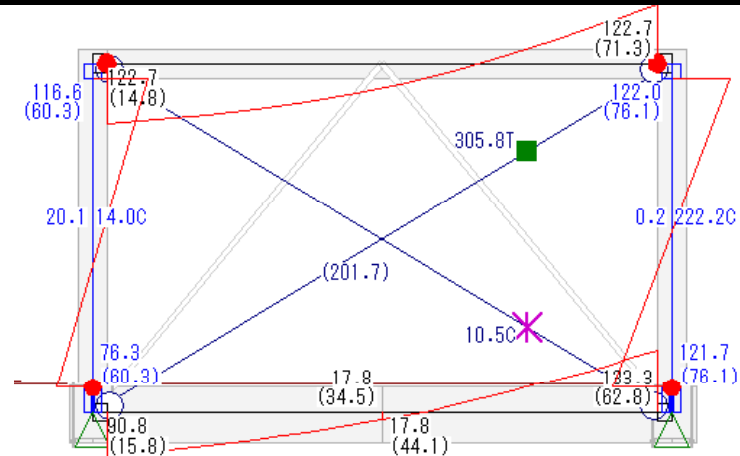
平面MNモデル

中間節点生成あり



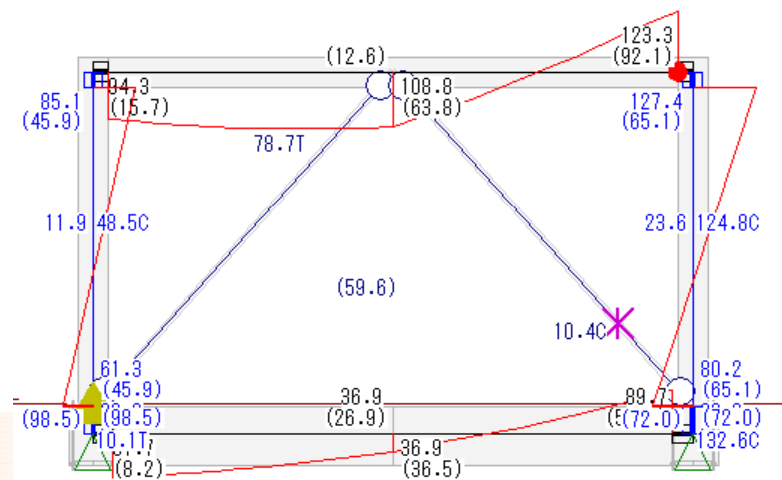
$Q_u = 182.4\text{kN}$

中間節点生成なし

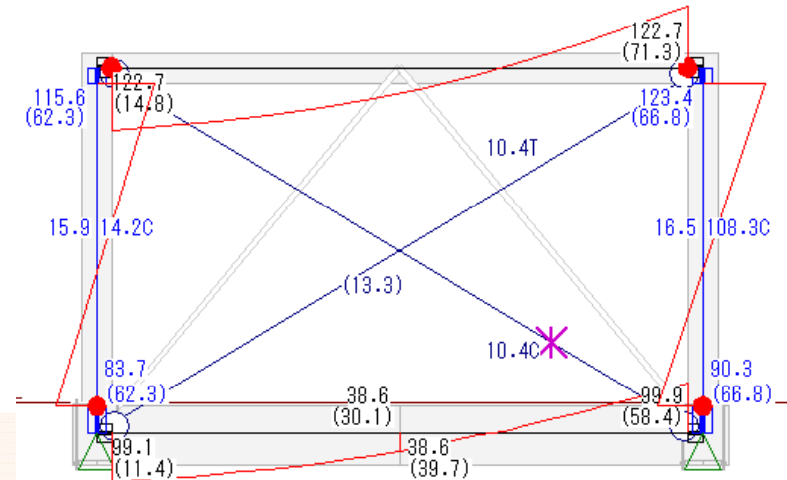


$Q_u = 338.1\text{kN}$

節点振り分け法



$Q_u = 170.5\text{kN}$



$Q_u = 142.3\text{kN}$

パネルゾーンのせん断変形考慮

・比較の目的

パネルのせん断変形考慮の有無で、終局時応力状態・靱性指標図・Is値がどのように変わるかを比較する。

・プログラムの対応

パネルゾーンのせん断変形考慮により以下の対応を行う。

1. 考慮しない[デフォルト]

パネルの曲げ耐力が周囲の部材耐力和よりも小さい場合はパネルの曲げ耐力を上限值として周囲の曲げ耐力を一律に低減。まれに低減しすぎて長期応力よりも小さくなる弊害があります。

2. 考慮する

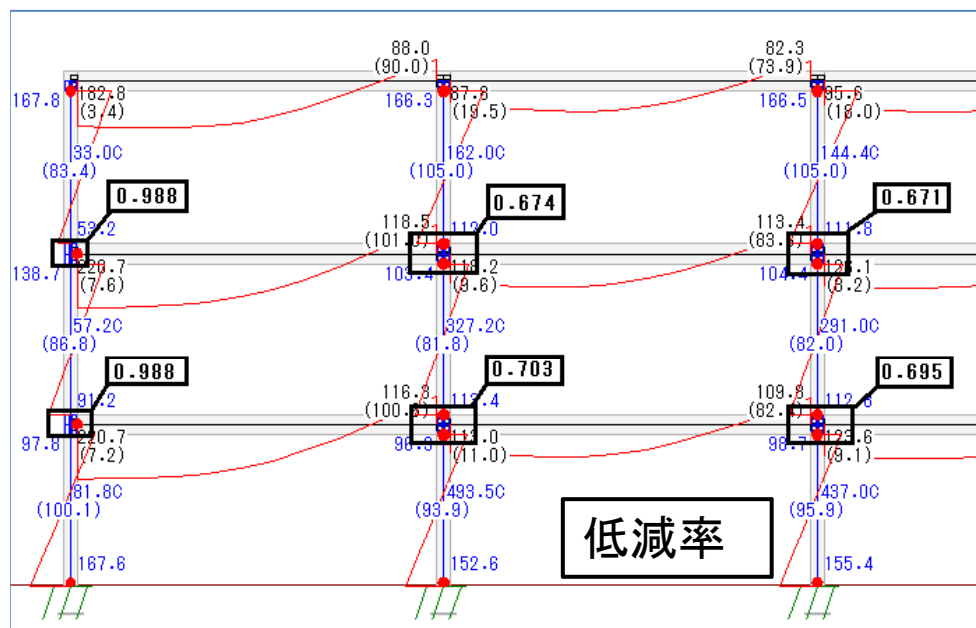
パネルの剛性・耐力が応力計算/保有計算に直接考慮される。
→方法は異なるが、パネルの曲げ耐力は常に考慮する。

【操作】

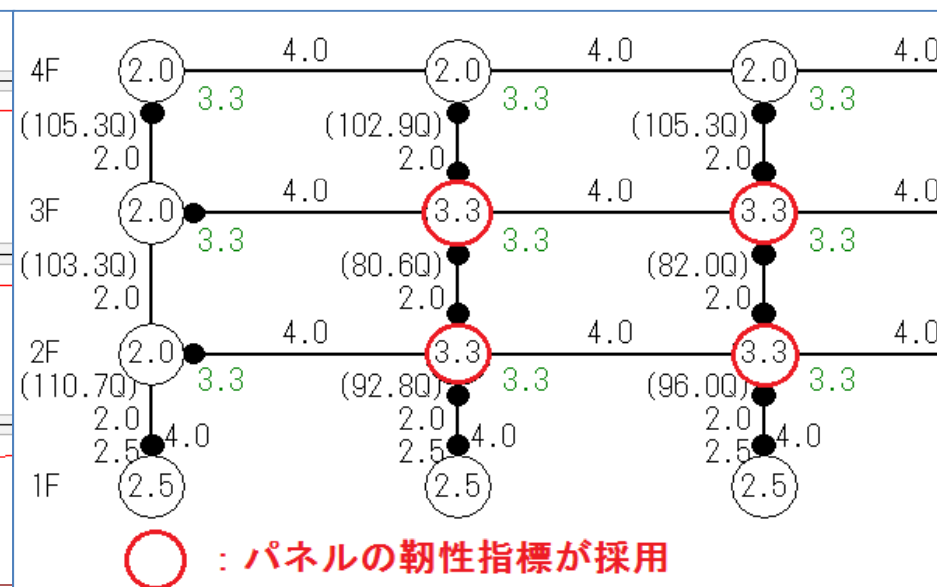
メニュー：構造計算共通条件->モデル化->モデル化条件

パネルゾーンのせん断変形考慮

・考慮しない場合[デフォルト]



a)メカニズム時応力図

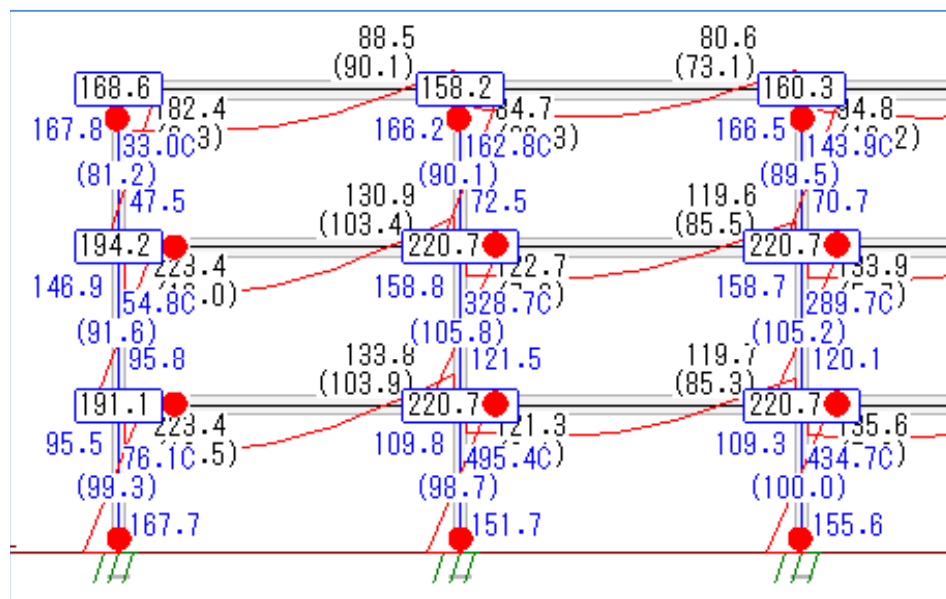


b)靱性指標図

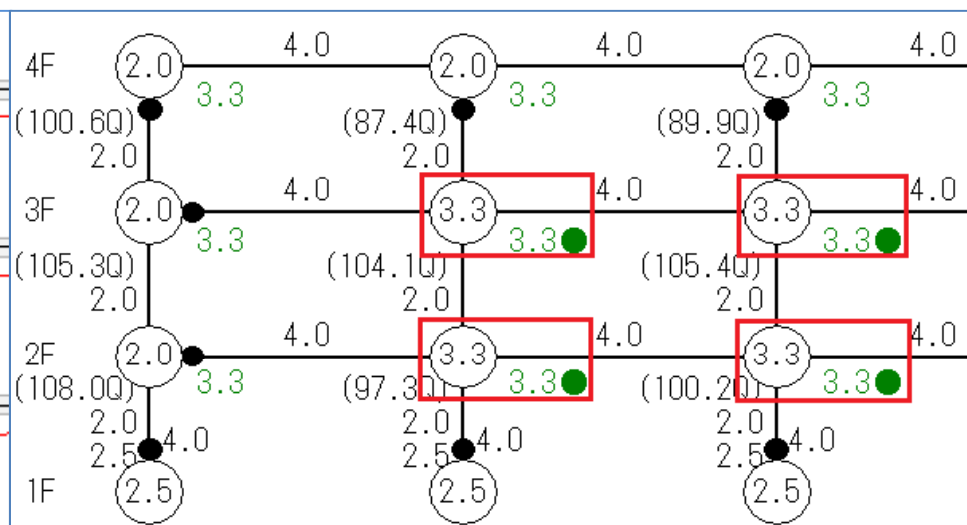
※ 節点の靱性指標計算方法を「塑性変形性状を考慮」とすることで、応力図のヒンジ状態と靱性指標が一致しました。

パネルゾーンのせん断変形考慮

・考慮する場合



a)メカニズム時応力図



b)靱性指標図

※ 節点の靱性指標計算方法を「塑性変形性状を考慮」とすることで、応力図のヒンジ状態と靱性指標が一致。さらに靱性指標図だけで決定要因がわかりやすくなった。

パネルゾーンのせん断変形考慮

・考慮しない場合[デフォルト]

×方向正加力 Z= 1.000 Rt= 1.000 フレーム重量：弾性水平力分担率

フレーム名	階名	Qui (kN)	Fi	ΣWi (kN)	Ai	Eoi	Fesi	Isi	qi	層間変形角	判定	概算補強耐力 ΔQui (kN)	終了理由
建物全体	3F	1175.84	2.00	1472.18	1.546	1.033	1.000	1.033	2.066	---	(3)	---	---
	2F	1011.71	2.00	2970.40	1.217	0.559	1.000	0.559	1.119	---	(2)	72.93	
	1F	1162.07	2.00	4468.62	1.000	0.520	1.000	0.520	1.040	---	(2)	178.52	
Y1	3F	587.92	2.00	736.09	1.546	1.033	1.000	1.033	2.066	---	(3)	---	正常終了
	2F	505.86	2.00	1485.20	1.217	0.559	1.000	0.559	1.119	---	(2)	36.47	
	1F	581.03	2.00	2234.31	1.000	0.520	1.000	0.520	1.040	---	(2)	89.26	
Y2	3F	587.92	2.00	736.09	1.546	1.033	1.000	1.033	2.066	---	(3)	---	正常終了
	2F	505.86	2.00	1485.20	1.217	0.559	1.000	0.559	1.119	---	(2)	36.47	
	1F	581.03	2.00	2234.31	1.000	0.520	1.000	0.520	1.040	---	(2)	89.26	

・考慮する場合

×方向正加力 Z= 1.000 Rt= 1.000 フレーム重量：弾性水平力分担率

フレーム名	階名	Qui (kN)	Fi	ΣWi (kN)	Ai	Eoi	Fesi	Isi	qi	層間変形角	判定	概算補強耐力 ΔQui (kN)	終了理由
建物全体	3F	1045.51	2.00	1472.18	1.546	0.918	1.000	0.918	1.837	---	(3)	---	---
	2F	1220.33	2.00	2970.40	1.217	0.675	1.000	0.675	1.350	---	(3)	---	
	1F	1192.60	2.00	4468.62	1.000	0.533	1.000	0.533	1.067	---	(2)	147.99	
Y1	3F	522.75	2.00	736.09	1.546	0.918	1.000	0.918	1.837	---	(3)	---	正常終了
	2F	610.17	2.00	1485.20	1.217	0.675	1.000	0.675	1.350	---	(3)	---	
	1F	596.30	2.00	2234.31	1.000	0.533	1.000	0.533	1.067	---	(2)	73.99	
Y2	3F	522.75	2.00	736.09	1.546	0.918	1.000	0.918	1.837	---	(3)	---	正常終了
	2F	610.17	2.00	1485.20	1.217	0.675	1.000	0.675	1.350	---	(3)	---	
	1F	596.30	2.00	2234.31	1.000	0.533	1.000	0.533	1.067	---	(2)	73.99	

Quが上昇

判定・補強量の改善

Qu上昇要因

下式のパネルの曲げ応力(pM)計算式において柱のせん断項分が抵抗しているため。

$$pM = GMRF + GMLF - (CQTF + CQBF) \times dG/2 \quad (S接合部指針)$$

GMRF、GMLF: 右端、左端のはりのパネル端位置での曲げモーメント

CQTF、CQBF: 上端、下端の柱のパネル端位置のせん断力

dG : フランジ中心間距離