

第7章

RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

7.1. 検討目的・内容

昭和40年代から昭和50年代前半に多く建設された壁式RC造による集合住宅建築物は住戸専用面積等の問題から現代のニーズにそぐわないものが多く、これを改善する方法として既存戸境耐力壁への新設開口設置が挙げられる。そこで、新たなニーズに合わせるため最近では既存建築物を有効的に活用するための躯体改造技術の開発が求められている。一般に、躯体改造した建築物は、改造前と比べ耐震性能が低下することが懸念されるため、適切にモデル化された建築物の耐震性能評価を行うことが望ましい。

そこで、本章では耐震性能が極めて高い壁式RC造実建築物に着目し、それを躯体改造することを想定する。具体的には、対象建築物の疑似立体モデルを作成し、その際、耐力壁に開口がある場合のモデル化が解析結果に与える影響を検討する。また、改造計画を想定し改造後の対象建築物の構造性能について検討する。

7.2. 建築物概要

建物は昭和37年建設の5階建て壁式鉄筋コンクリート構造の集合住宅であり、建設当時の典型的な間取りを有している。なお、基礎形式はべた基礎である。

7.2.1 材料強度

コンクリート強度は各階でコアを採取し、その強度をもとに推定する。採取したコアの強度の階別平均値 σ_{Bav} から階別標準偏差 $\sigma/2$ を引いた値を推定強度 σ_B とし、本資料では表 7.2.1-1 の通りこの推定値を各階の部材の耐力算定等に使用することとする。鉄筋強度に関しては本資料では表 7.2.1-2 の通り基準強度を各階の部材の耐力算定等に使用することとする。

表 7.2.1-1 採取したコンクリートコアの強度

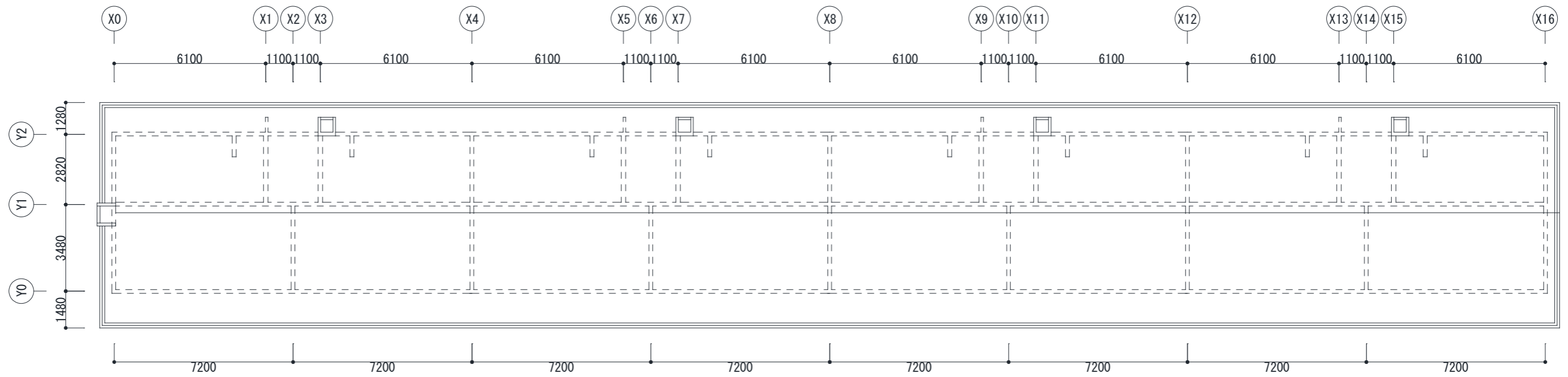
採取位置		コア圧縮強度	階別平均値 σ_{Bav}	階別標準偏差 σ	推定強度 σ_B
階	部位	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
5	壁	20.3	20.4	3.0	18.9
		23.4			
		17.5			
4	壁	19.6	21.1	1.3	20.4
		21.5			
		22.1			
3	壁	14.9	16.2	2.4	15.0
		14.7			
		18.9			
2	壁	17.2	18.6	2.1	17.6
		17.7			
		21.0			
1	壁	17.0	15.5	4.8	13.1
		10.0			
		13.8			
		12.1			
		23.8			
		16.1			
F	基礎梁	17.8	18.1	0.5	17.8
		18.6			
		17.8			

表 7.2.1-2 使用鉄筋

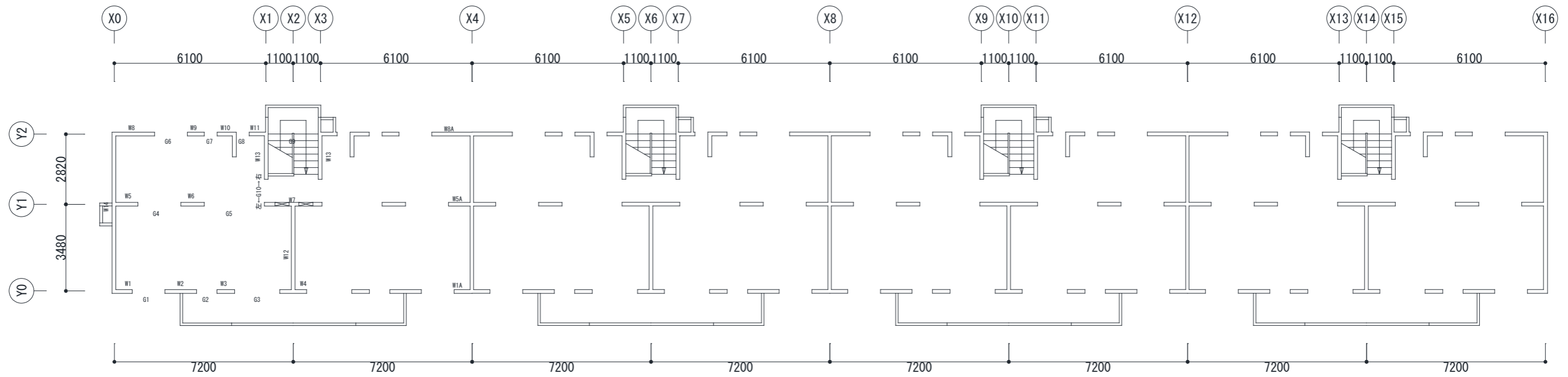
使用鉄筋		基準強度
鉄筋径	材料	(N/mm ²)
φ9,φ13,φ16	SR235	235

7.2.2 建築物情報

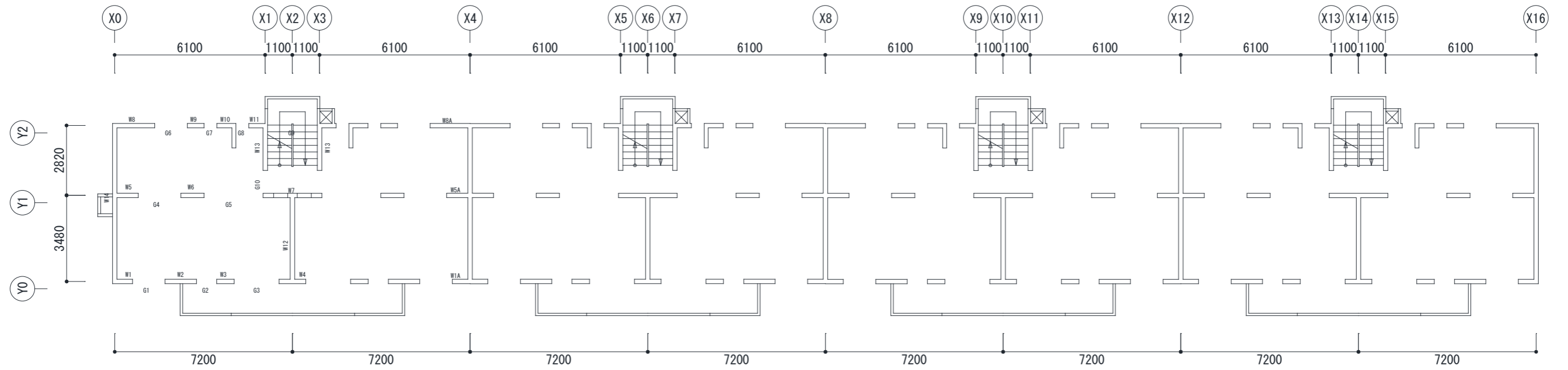
各階の伏せ図を図7.2.2-1に示す。各通りの構面図を図7.2.2-2に示す。



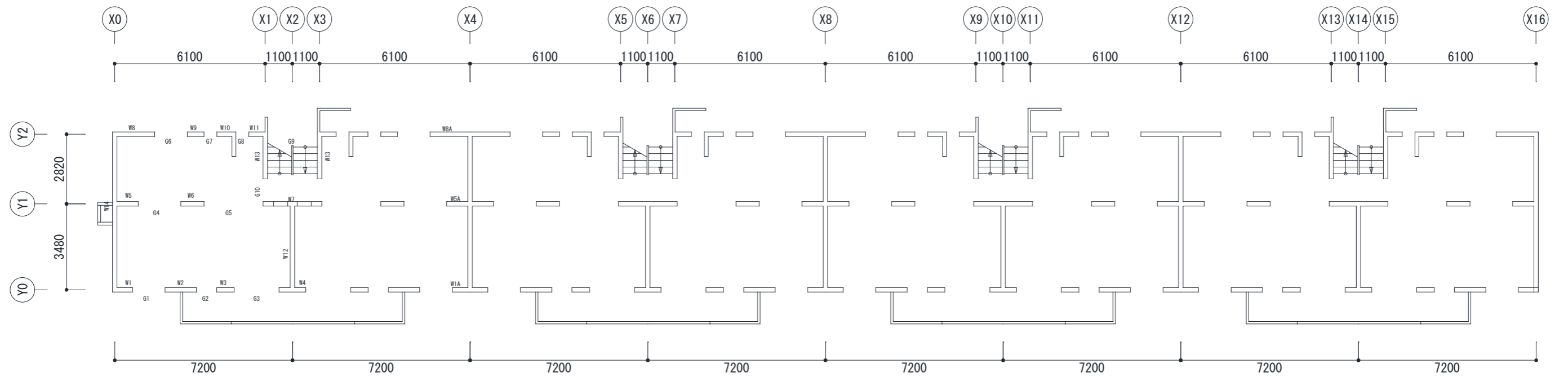
(a) RF



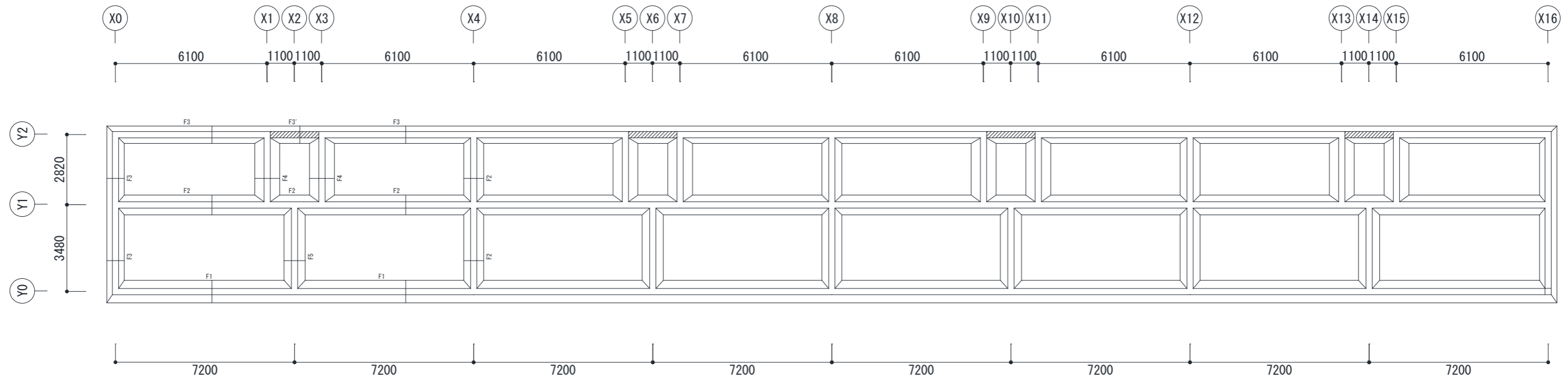
(b) 5F



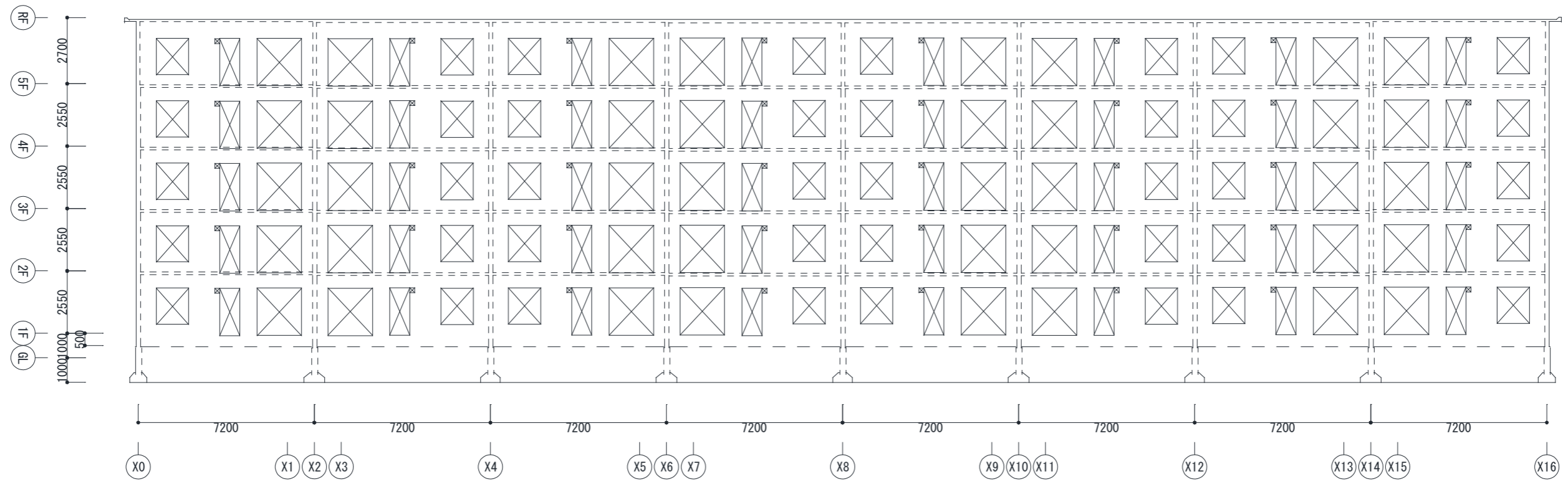
(c) 2F~4F



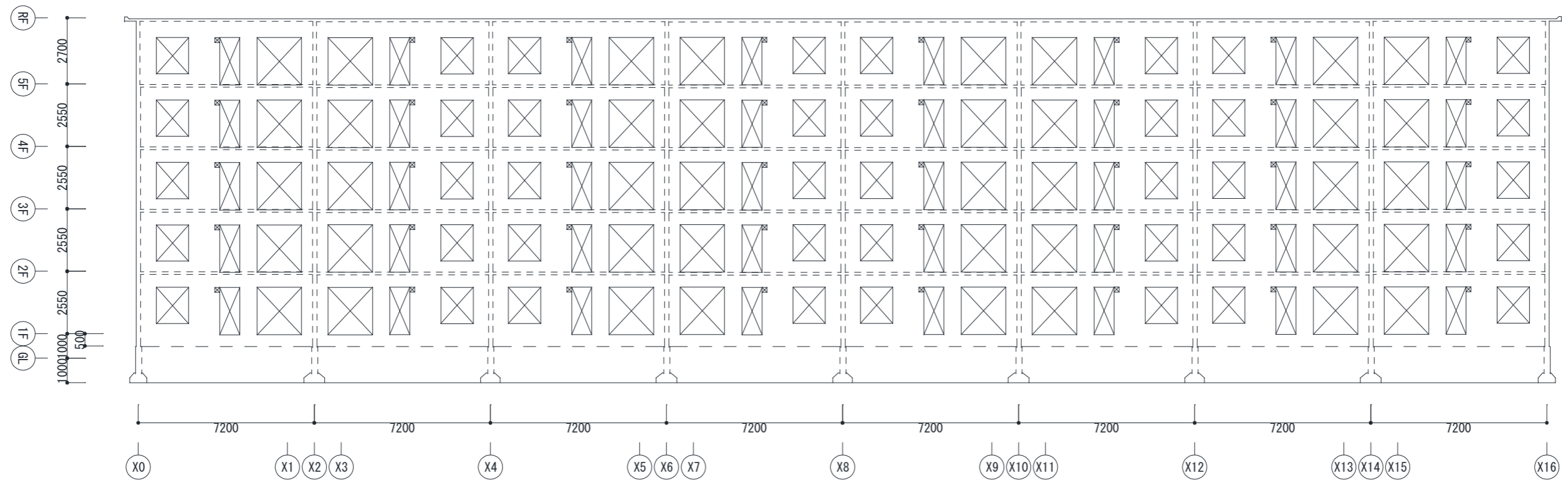
(d) 1F



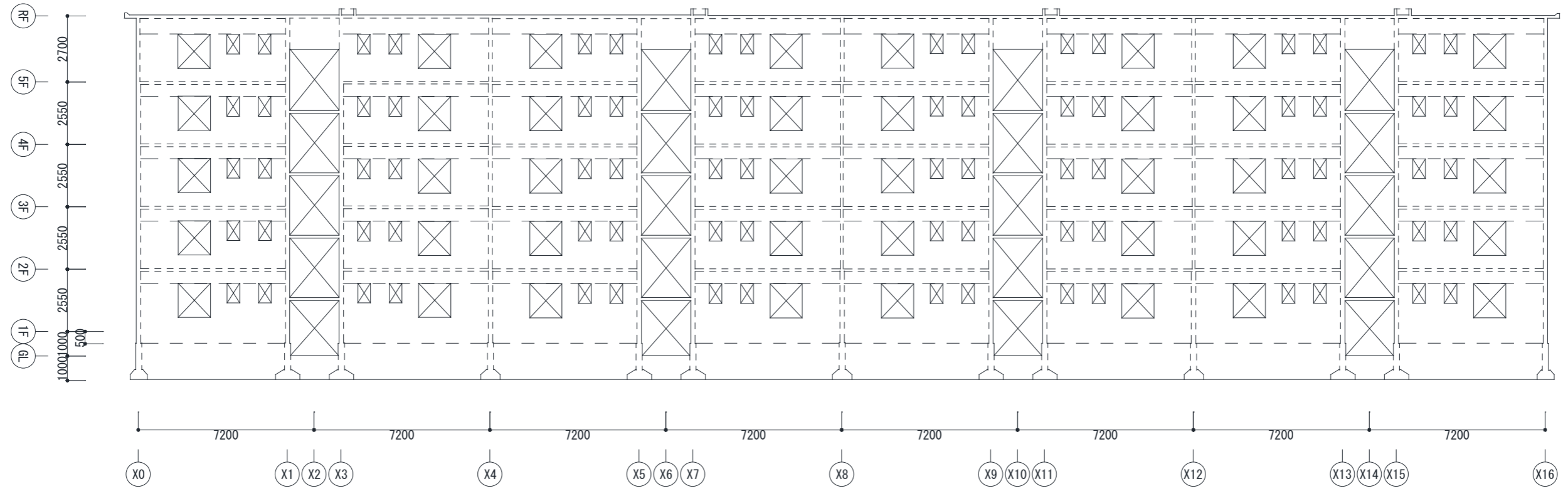
(e) 基礎階
 図 7.2.2-1 各階伏せ図



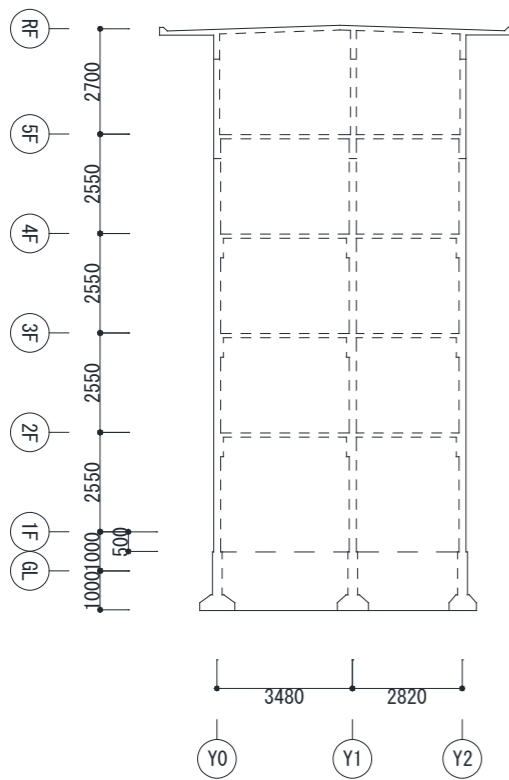
(a) Y0 構面図



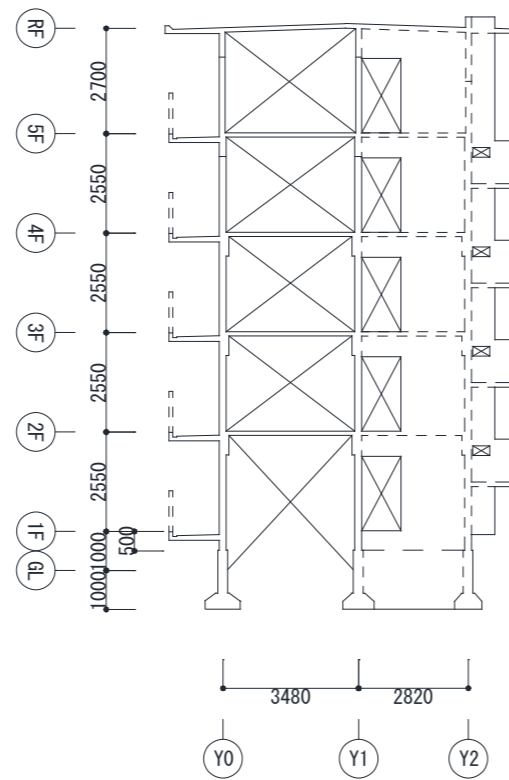
(b) Y1 構面図



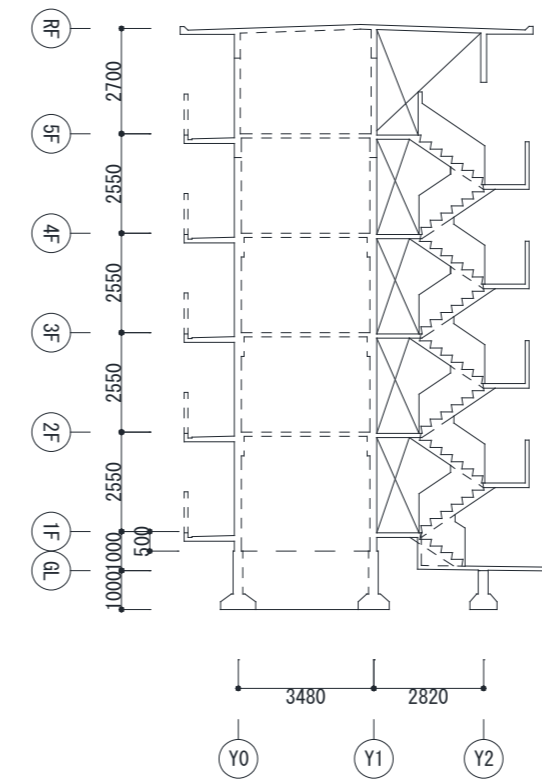
(c) Y2 構面図



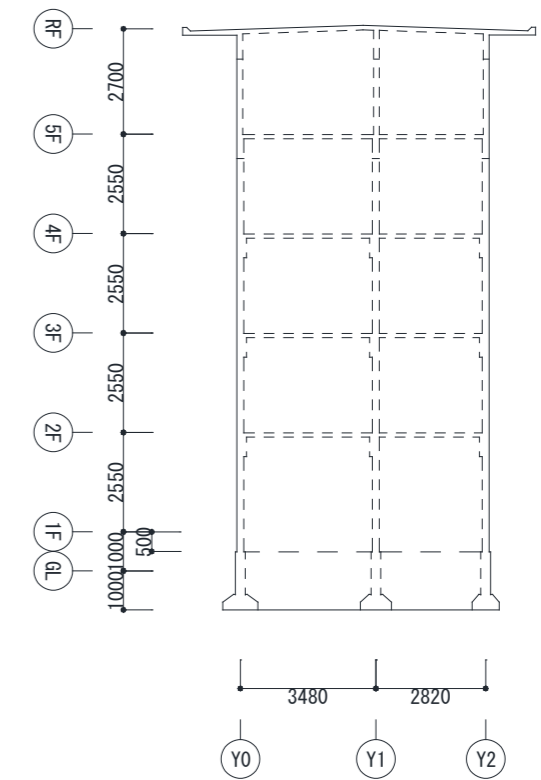
(d) X0,16 構面図



(e) X1,3,5,7,9,11,13,15 構面図



(f) X2,6,10,14 構面図



(g) X4,8,12 構面図

図 7.2.2-2 各通り構面図








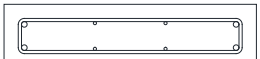

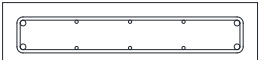
7.3. 各部材配筋

7.3.1 耐力壁部材

開口設置前の耐力壁配筋図を以下に示す。

耐力壁記号		W1	W1A
5	断面		
	壁長×壁厚	810×150	1440×150
	端部曲げ補強筋	1-13φ 2-13φ	2-13φ 1-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ S	2-9φ+2-9φ S
横補強筋	9φ250@S	9φ250@S	
4	断面		
	壁長×壁厚	810×180	1440×180
	端部曲げ補強筋	3-13φ 2-13φ	2-13φ 4-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ+2-9φ D
横補強筋	9φ300@D	9φ300@D	
3	断面		
	壁長×壁厚	810×180	1440×180
	端部曲げ補強筋	4-13φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ+2-9φ D
横補強筋	9φ300@D	9φ300@D	
2	断面		
	壁長×壁厚	810×180	1440×180
	端部曲げ補強筋	4-13φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	3-9φ D	3-9φ+3-9φ D
横補強筋	9φ250@D	9φ250@D	
1	断面		
	壁長×壁厚	810×180	1440×180
	端部曲げ補強筋	4-13φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	3-9φ D	3-9φ+3-9φ D
横補強筋	9φ250@D	9φ250@D	

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

耐力壁記号		W2	W3
5	断面		
	壁長×壁厚	1270×150	710×150
	端部曲げ補強筋	2-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	4-9φ S	2-9φ S
	横補強筋	9φ 250@ S	9φ 250@ S
4	断面		
	壁長×壁厚	1270×180	710×180
	端部曲げ補強筋	2-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	4-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ 300@ D	9φ 300@ D
3	断面		
	壁長×壁厚	1270×180	710×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	4-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ 300@ D	9φ 300@ D
2	断面		
	壁長×壁厚	1270×180	710×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	4-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ 250@ D	9φ 250@ D
1	断面		
	壁長×壁厚	1270×180	710×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	4-9φ D	3-9φ D
	横補強筋	9φ 250@ D	9φ 250@ D

耐力壁記号		W4	W5
5	断面		
	壁長×壁厚	1080×150	1040×150
	端部曲げ補強筋	2-13φ 1-13φ 2-13φ	1-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ S	3-9φ S
	横補強筋	9φ250@S	9φ250@S
4	断面		
	壁長×壁厚	1080×180	1040×180
	端部曲げ補強筋	2-13φ 4-13φ 2-13φ	4-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ D	3-9φ D
	横補強筋	9φ300@D	9φ300@D
3	断面		
	壁長×壁厚	1080×180	1040×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 4-13φ 2-16φ	4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ D	3-9φ D
	横補強筋	9φ300@D	9φ300@D
2	断面		
	壁長×壁厚	1080×180	1040×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 4-13φ 2-16φ	4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ D	3-9φ D
	横補強筋	9φ250@D	9φ250@D
1	断面		
	壁長×壁厚	1080×180	1040×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 4-13φ 2-16φ	4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ D	4-9φ D
	横補強筋	9φ250@D	9φ250@D

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

耐力壁記号		W5A	W6
5	断面		
	壁長×壁厚	1900×150	940×150
	端部曲げ補強筋	2-13φ 1-13φ 2-13φ	2-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	3-9φ+3-9φ S	2-9φ S
	横補強筋	9φ250@S	9φ250@S
4	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	940×180
	端部曲げ補強筋	2-13φ 4-13φ 2-13φ	2-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	3-9φ+3-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ300@D	9φ300@D
3	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	940×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 4-13φ 2-16φ	2-16φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	3-9φ+3-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ300@D	9φ300@D
2	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	940×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 4-13φ 2-16φ	2-16φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	3-9φ+3-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ250@D	9φ250@D
1	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	940×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 4-13φ 2-16φ	2-16φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	4-9φ+4-9φ D	4-9φ D
	横補強筋	9φ250@D	9φ250@D



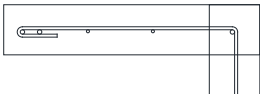


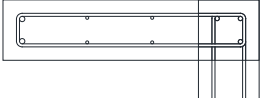


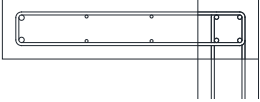



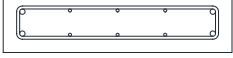


耐力壁記号		W7	
5	断面		
	壁長×壁厚	2320×150	
	端部曲げ補強筋	2-13 φ	1-13 φ
	中間部縦補強筋	3-9 φ + 3-9 φ S	
	横補強筋	9 φ 250@ S	
4	断面		
	壁長×壁厚	2380×180	
	端部曲げ補強筋	2-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	3-9 φ + 3-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 300@ D	
3	断面		
	壁長×壁厚	2380×180	
	端部曲げ補強筋	2-16 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	3-9 φ + 3-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 300@ D	
2	断面		
	壁長×壁厚	2380×180	
	端部曲げ補強筋	2-16 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	3-9 φ + 3-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 250@ D	
1	断面		
	壁長×壁厚	2380×180	
	端部曲げ補強筋	2-16 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	4-9 φ + 4-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 250@ D	

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

耐力壁記号		W8	
5	断面		
	壁長×壁厚	1710×150	
	端部曲げ補強筋	1-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	5-9φ S	
	横補強筋	9φ 250@ S	
4	断面		
	壁長×壁厚	1710×180	
	端部曲げ補強筋	3-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	5-9φ D	
	横補強筋	9φ 300@ D	
3	断面		
	壁長×壁厚	1710×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	5-9φ D	
	横補強筋	9φ 300@ D	
2	断面		
	壁長×壁厚	1710×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	5-9φ D	
	横補強筋	9φ 250@ D	
1	断面		
	壁長×壁厚	1710×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	6-9φ D	
	横補強筋	9φ 250@ D	

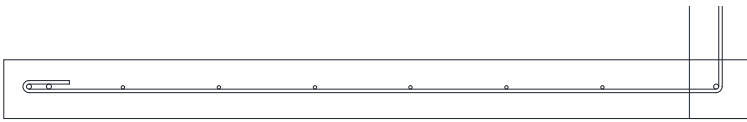
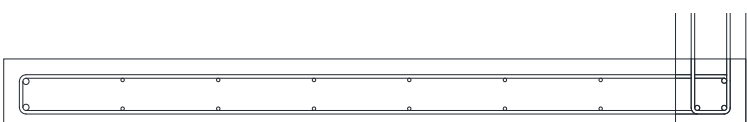
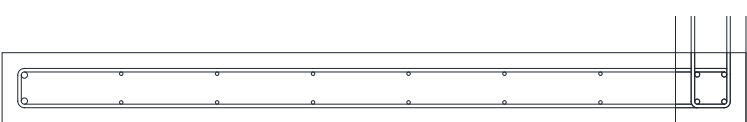
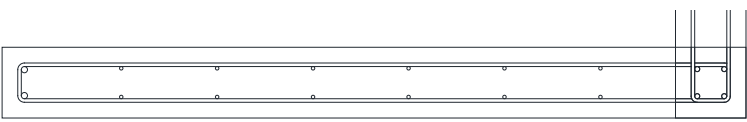
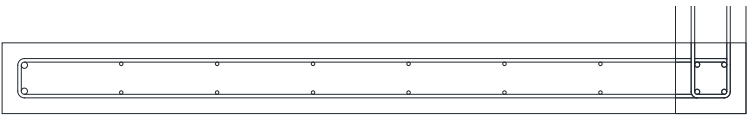
耐力壁記号		W8A		
5	断面			
	壁長×壁厚	3240×150		
	端部曲げ補強筋	2-13φ	4-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	5-9φ+5-9φ S		
	横補強筋	9φ250@ S		
4	断面			
	壁長×壁厚	3240×180		
	端部曲げ補強筋	2-13φ	4-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	5-9φ+5-9φ D		
	横補強筋	9φ300@ D		
3	断面			
	壁長×壁厚	3240×180		
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	5-9φ+5-9φ D		
	横補強筋	9φ300@ D		
2	断面			
	壁長×壁厚	3240×180		
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	5-9φ+5-9φ D		
	横補強筋	9φ250@ D		
1	断面			
	壁長×壁厚	3240×180		
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	6-9φ+6-9φ D		
	横補強筋	9φ250@ D		

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

耐力壁記号		W9	W10	W11
5	断面			
	壁長×壁厚	680×150	770×150	760×150
	端部曲げ補強筋	2-13φ 2-13φ	2-13φ 2-13φ	2-13φ 1-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ S	2-9φ S	2-9φ S
横補強筋	9φ250@ S	9φ250@ S	9φ250@ S	
4	断面			
	壁長×壁厚	680×180	770×180	760×180
	端部曲げ補強筋	2-13φ 2-13φ	2-13φ 2-13φ	2-13φ 3-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ D	2-9φ D
横補強筋	9φ300@ D	9φ300@ D	9φ300@ D	
3	断面			
	壁長×壁厚	680×180	770×180	760×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 2-16φ	2-16φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ D	2-9φ D
横補強筋	9φ300@ D	9φ300@ D	9φ300@ D	
2	断面			
	壁長×壁厚	680×180	770×180	760×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 2-16φ	2-16φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ D	2-9φ D
横補強筋	9φ250@ D	9φ250@ D	9φ250@ D	
1	断面			
	壁長×壁厚	680×180	770×180	760×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 2-16φ	2-16φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ
	中間部縦補強筋	3-9φ D	3-9φ D	3-9φ D
横補強筋	9φ250@ D	9φ250@ D	9φ250@ D	

耐力層記号		W12	
5	断面		
	壁長 × 壁厚	3660 × 150	
	端部曲げ補強筋	1-13 φ	1-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ S	
	横補強筋	9 φ 250 @ S	
4	断面		
	壁長 × 壁厚	3660 × 180	
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 300 @ D	
3	断面		
	壁長 × 壁厚	3660 × 180	
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 300 @ D	
2	断面		
	壁長 × 壁厚	3660 × 180	
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 250 @ D	
1	断面		
	壁長 × 壁厚	3660 × 180	
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 250 @ D	

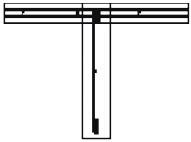
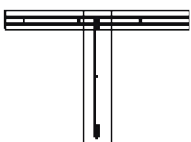
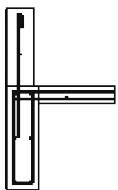
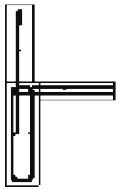
第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

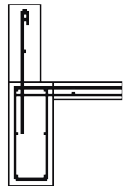
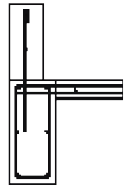
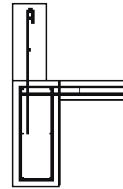
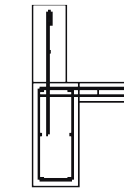
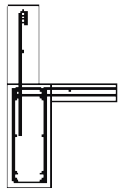
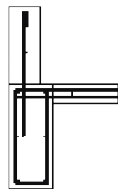
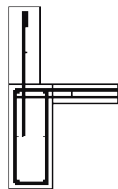
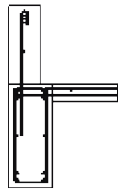
耐力壁記号		W13	
5	断面		
	壁長×壁厚	1900×150	
	端部曲げ補強筋	2-13φ	1-13φ
	中間部縦補強筋	6-9φ S	
	横補強筋	9φ250@ S	
4	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	
	端部曲げ補強筋	2-13φ	3-13φ
	中間部縦補強筋	6-9φ D	
	横補強筋	9φ300@ D	
3	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	6-9φ D	
	横補強筋	9φ300@ D	
2	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	6-9φ D	
	横補強筋	9φ250@ D	
1	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	6-9φ D	
	横補強筋	9φ250@ D	

耐力壁記号		W14		
5	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 150		
	端部曲げ補強筋	1-13 φ	1-13 φ	1-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ S		
	横補強筋	9 φ 250 @ S		
4	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 180		
	端部曲げ補強筋	3-13 φ	4-13 φ	3-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ D		
	横補強筋	9 φ 300 @ D		
3	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 180		
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ D		
	横補強筋	9 φ 300 @ D		
2	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 180		
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ D		
	横補強筋	9 φ 250 @ D		
1	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 180		
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ D		
	横補強筋	9 φ 250 @ D		

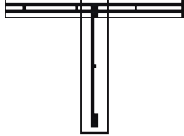
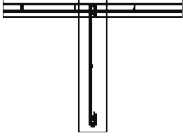
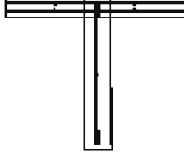
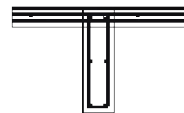
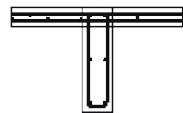
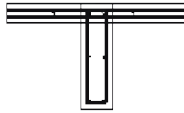
7.3.2 壁梁配筋図

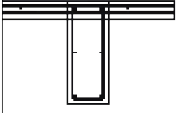
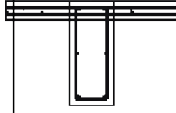
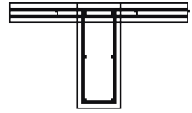
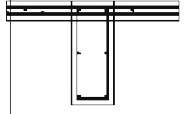
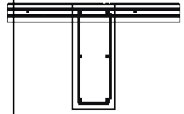
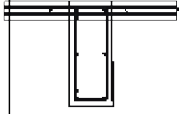
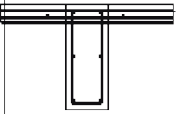
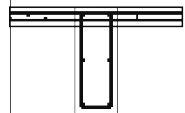
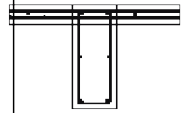
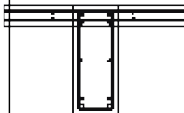
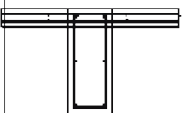
壁梁配筋図を以下に示す。

	壁梁記号	G1	G1A
RF	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	150 X 760	150 X 760
	たれ壁		
	開口際	-	-
	垂壁中間筋		
	上端筋	2-13 φ	2-13 φ
	中間筋	1-9 φ S	1-9 φ S
	下端筋	2-13 φ	2-13 φ
	STP	9 φ250@S	9 φ250@S
5F	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	180 X 610	180 X 610
	腰壁	h=450 t=150	h=450 t=150
	開口際	2-13 φ	2-13 φ
	腰壁中間筋	1-9 φ S	1-9 φ S
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D

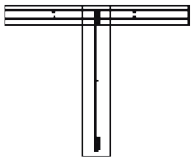
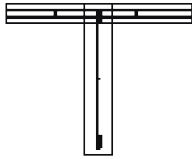
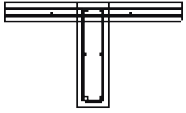
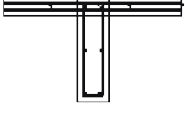
4F	位置	全断面		全断面	
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁	h=450 t=180		h=450 t=180	
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	
	腰壁中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	上端筋	2-16 φ		2-16 φ	
	中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	下端筋	2-16 φ		2-16 φ	
STP	9 φ250@D		9 φ250@D		
3F	位置	全断面		全断面	
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁	h=450 t=180		h=450 t=180	
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	
	腰壁中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	上端筋	2-16 φ		2-16 φ	
	中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	下端筋	2-16 φ		2-16 φ	
STP	9 φ250@D		9 φ250@D		
壁梁記号	G1		G1A		
2F	位置	左端	右端	左端	右端
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁	h=450 t=180		h=450 t=180	
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	
	腰壁中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	上端筋	4-16 φ	2-16 φ	2-16 φ	4-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	4-16 φ	2-16 φ	2-16 φ	4-16 φ
STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	

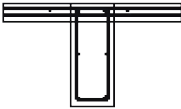
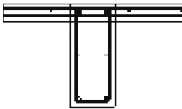
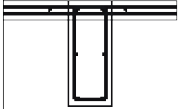
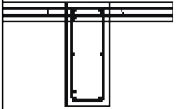
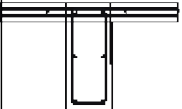
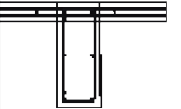
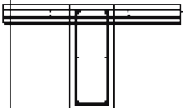
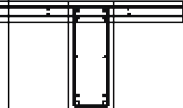
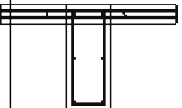
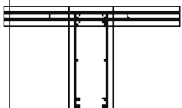
第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

	壁梁記号	G2	G3	G4
RF	位置	全断面	全断面	全断面
	断面			
	B x D	150 X 760	150 X 760	150 X 853
	たれ壁			
	開口際	-	-	-
	垂壁中間筋			
	上端筋	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ
	中間筋	1-9 φ S	1-9 φ S	1-9 φ S
	下端筋	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ
	STP	9 φ250@S	9 φ250@S	9 φ250@S
5F	位置	全断面	全断面	全断面
	断面			
	B x D	180 X 610	180 X 610	180 X 610
	腰壁			
	開口際	-	-	-
	腰壁中間筋			
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D

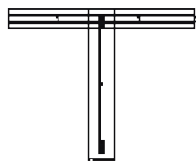
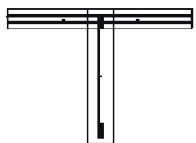
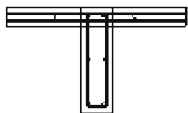
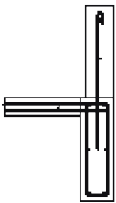
	壁梁記号	G2	G3	G4	
	位置	全断面	全断面	全断面	
4 F	断面				
	B × D	250 × 610	250 × 610	250 × 610	
	腰壁				
	開口際	-	-	-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ	
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ	
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	
		位置	全断面	全断面	左端
3 F	断面				
	B × D	250 × 610	250 × 610	250 × 610	
	腰壁				
	開口際	-	-	-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D
		壁梁記号	G2	G3	G4
	位置	全断面	全断面	左端	右端
2 F	断面				
	B × D	250 × 610	250 × 610	250 × 610	
	腰壁				
	開口際	-	-	-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ	2-16 φ
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

	壁梁記号	G4A	G5
RF	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	150 X 853	150 X 853
	たれ壁		
	開口際	-	-
	垂壁中間筋		
	上端筋	2-13 φ	2-13 φ
	中間筋	1-9 φ S	1-9 φ S
	下端筋	2-13 φ	2-13 φ
	STP	9 φ 250 @ S	9 φ 250 @ S
5F	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	180 X 610	180 X 610
	腰壁		
	開口際	-	-
	腰壁中間筋		
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ 250 @ D	9 φ 250 @ D

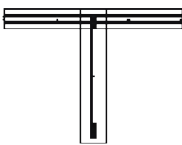
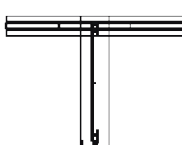
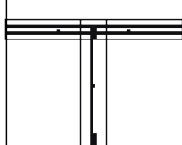
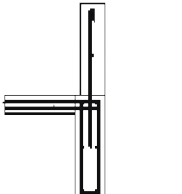
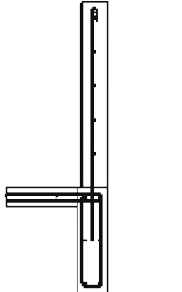
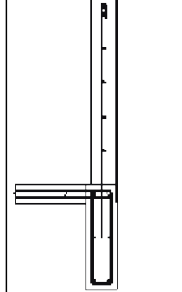
4 F	位置	全断面		全断面	
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁				
	開口際	-		-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ		2-16 φ	
	中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	下端筋	2-16 φ		2-16 φ	
STP	9 φ 250@D		9 φ 250@D		
3 F	位置	左端	右端	左端	右端
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁				
	開口際	-		-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ	3-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ	3-16 φ
STP	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	
壁梁記号	G4A		G5		
2 F	位置	左端	右端	左端	右端
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁				
	開口際	-		-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ
STP	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	

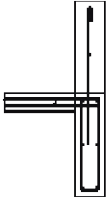
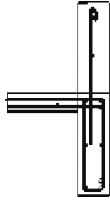
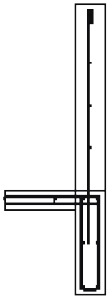
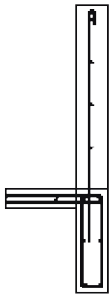
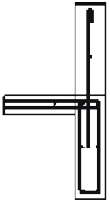

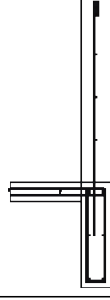
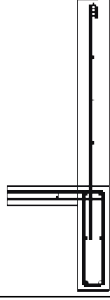
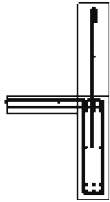
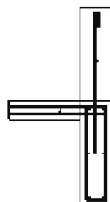
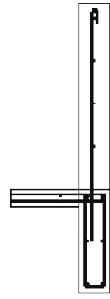
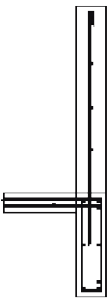
第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

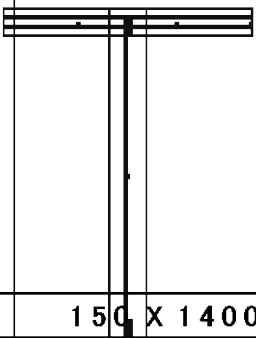
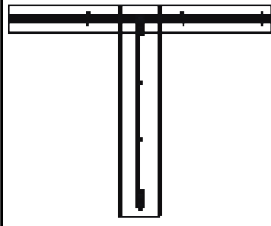
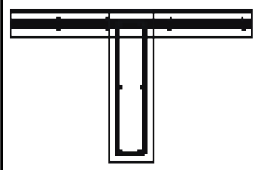
	壁梁記号	G5A	G6
RF	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	150 X 853	150 X 760
	たれ壁		
	開口際	-	-
	垂壁中間筋		
	上端筋	2-13φ	2-13φ
	中間筋	1-9φS	1-9φS
	下端筋	2-13φ	2-13φ
	STP	9φ250@S	9φ250@S
5F	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	180 X 610	180 X 610
	腰壁		h=535 t=150
	開口際	-	2-13φ
	腰壁中間筋		1-9φS
	上端筋	2-16φ	2-16φ
	中間筋	1-9φD	1-9φD
	下端筋	2-16φ	2-16φ
	STP	9φ250@D	9φ250@D

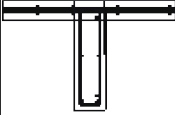
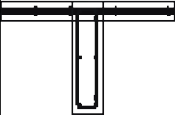
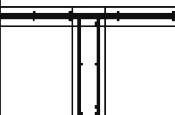
	壁梁記号	G5A		G6	
	位置	全断面		左端	右端
4 F	断面				
	B x D	250 X 610		180 X 610	
	腰壁			h=535 t=180	
	開口際	-		2-16φ	
	腰壁中間筋			1-9φ D	1-9φ D
	上端筋	2-16φ		3-16φ	2-16φ
	中間筋	1-9φ D		1-9φ D	1-9φ D
	下端筋	2-16φ		3-16φ	2-16φ
	STP	9φ250@D		9φ250@D	9φ250@D
	3 F	位置	左端	右端	左端
断面					
B x D		250 X 610		180 X 610	
腰壁				h=535 t=180	
開口際		-		2-16φ	
腰壁中間筋				1-9φ D	1-9φ D
上端筋		3-16φ	2-16φ	4-16φ	2-16φ
中間筋		1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D
下端筋		3-16φ	2-16φ	4-16φ	2-16φ
STP		9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D
2 F	壁梁記号	G5A		G6	
	位置	左端	右端	左端	右端
	断面				
	B x D	250 X 610		180 X 610	
	腰壁			h=535 t=180	
	開口際	-		2-16φ	
	腰壁中間筋			1-9φ D	1-9φ D
	上端筋	2-16φ+2-19φ	2-16φ	4-16φ+2-19φ	2-16φ
	中間筋	1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D
	下端筋	2-16φ+2-19φ	2-16φ	4-16φ+2-19φ	2-16φ
STP	9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D	

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

	壁梁記号	G6A	G7	G8
RF	位置	全断面	全断面	全断面
	断面			
	B x D	150 X 760	150 X 760	150 X 760
	たれ壁			
	開口際	-	-	-
	垂壁中間筋			
	上端筋	2-13φ	2-13φ	2-13φ
	中間筋	1-9φ S	1-9φ S	1-9φ S
	下端筋	2-13φ	2-13φ	2-13φ
	STP	9φ250@S	9φ250@S	9φ250@S
5F	位置	全断面	全断面	全断面
	断面			
	B x D	180 X 610	180 X 610	180 X 610
	腰壁	h=535 t=150	h=1090 t=150	h=1090 t=150
	開口際	2-13φ	2-16φ	2-16φ
	腰壁中間筋	1-9φ S	4-9φ S	4-9φ S
	上端筋	2-16φ	2-16φ	2-16φ
	中間筋	1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D
	下端筋	2-16φ	2-16φ	2-16φ
	STP	9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D

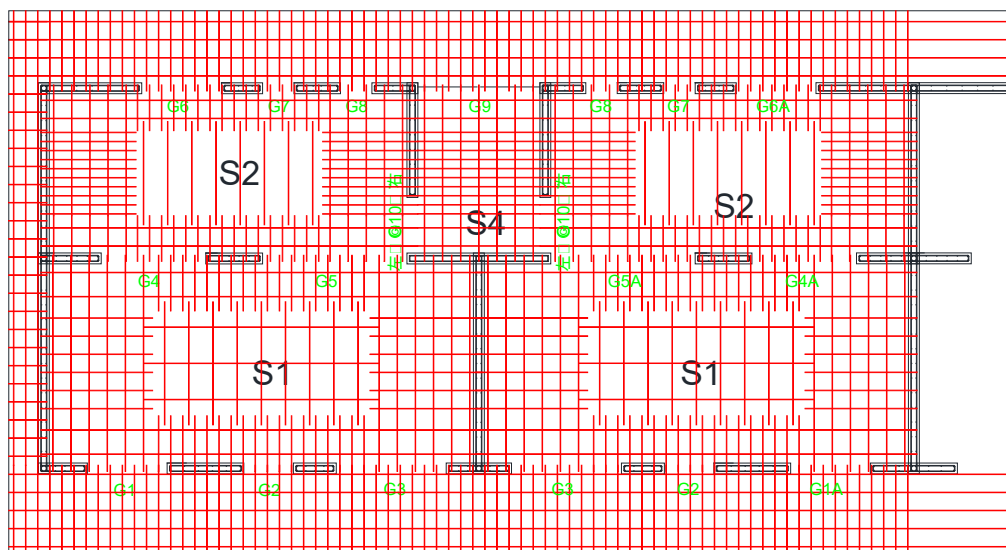
	壁梁記号	G6A		G7	G8
	位置	左端	右端	全断面	全断面
4 F	断面				
	B × D	180 × 610		180 × 610	180 × 610
	腰壁	h=535 t=180		h=1090 t=180	h=1090 t=180
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	2-16 φ
	腰壁中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	3-9 φ D	3-9 φ D
	上端筋	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D
	3 F	位置	左端	右端	全断面
断面					
B × D		180 × 610		180 × 610	180 × 610
腰壁		h=535 t=180		h=1090 t=180	h=1090 t=180
開口際		2-16 φ		2-16 φ	2-16 φ
腰壁中間筋		1-9 φ D	1-9 φ D	3-9 φ D	3-9 φ D
上端筋		2-16 φ	4-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
中間筋		1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
下端筋		2-16 φ	4-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
STP		9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D
2 F	壁梁記号	G6A		G7	G8
	位置	左端	右端	全断面	全断面
	断面				
	B × D	180 × 610		180 × 610	180 × 610
	腰壁	h=535 t=180		h=1090 t=180	h=1090 t=180
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	2-16 φ
	腰壁中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	3-9 φ D	3-9 φ D
	上端筋	2-16 φ	4-16 φ+2-19 φ	2-16 φ	3-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	4-16 φ+2-19 φ	2-16 φ	3-16 φ
STP	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	

	壁梁記号	G9	G10
RF	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	150 X 1400	150 X 850
	たれ壁	h=640 t=150	
	開口際	2-13 φ	-
	垂壁中間筋	1-9 φ S	
	上端筋	2-13 φ	2-13 φ
	中間筋	1-9 φ S	2-9 φ S
	下端筋	2-13 φ	2-13 φ
	STP	9 φ 250@S	9 φ 200@S
5F	位置		全断面
	断面		
	B x D		180 X 640
	腰壁		
	開口際		
	腰壁中間筋		
	上端筋		2-16 φ
	中間筋		1-9 φ D
	下端筋		2-16 φ
STP		9 φ 200@D	

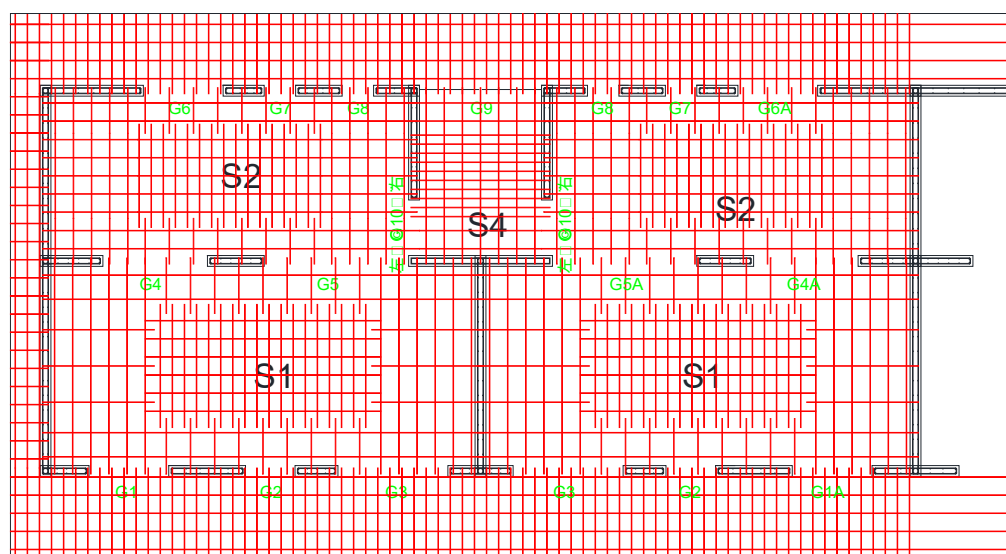
	壁梁記号	G9	G10
4F	位置		全断面
	断面		
	B x D		180 X 640
	腰壁		
	開口際		
	腰壁中間筋		
	上端筋		2-16 φ+1-13 φ
	中間筋		1-9 φ D
	下端筋		2-16 φ+1-13 φ
	STP		9 φ200@D
3F	位置		全断面
	断面		
	B x D		180 X 640
	腰壁		
	開口際		
	腰壁中間筋		
	上端筋		3-16 φ
	中間筋		1-9 φ D
	下端筋		3-16 φ
	STP		9 φ200@D
2F	壁梁記号	G9	G10
	位置		全断面
	断面		
	B x D		180 X 640
	腰壁		
	開口際		-
	腰壁中間筋		
	上端筋		3-16 φ
	中間筋		1-9 φ D
	下端筋		3-16 φ
STP		9 φ200@D	

7.3.3 スラブ

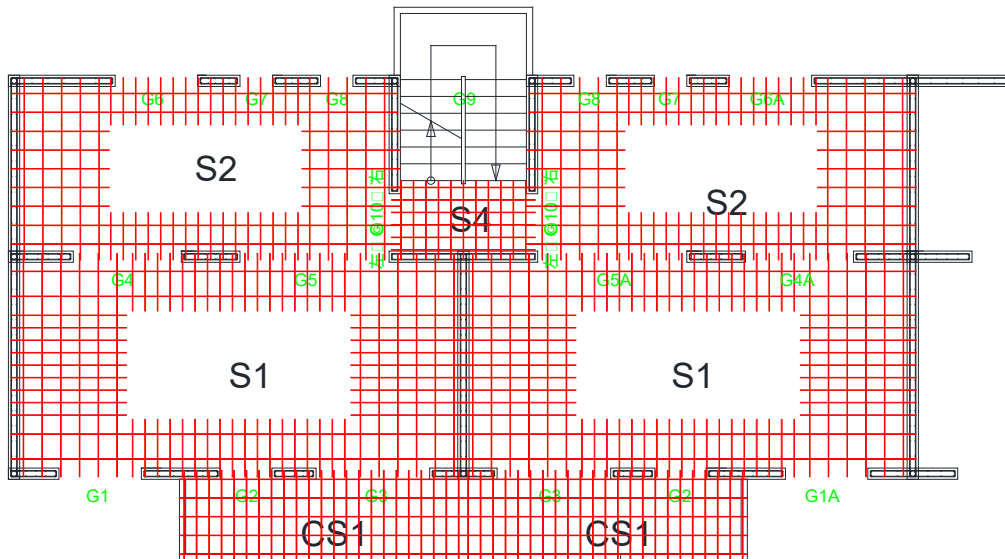
図7.3.3-1にスラブ配筋図を示す。スラブ配筋表を表7.3.3-1に示す。



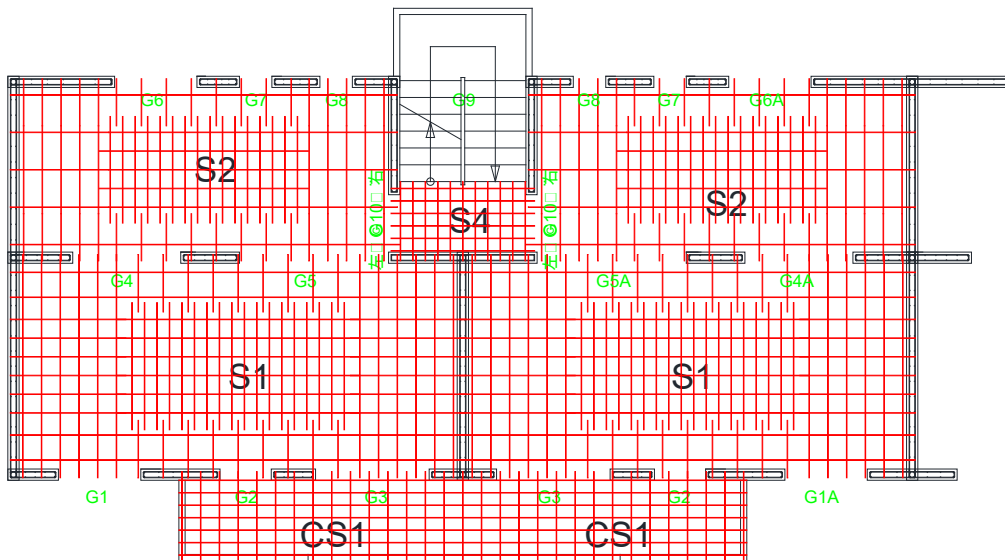
(a) RF 上端鉄筋



(b) RF 下端鉄筋



(c) 1~5F 上端鉄筋



(d) 1~5F 下端鉄筋

図 7.3.3-1 スラブ配筋図

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

表 7.3.3-1 スラブ配筋表

記号	スラブ厚	スパン		短辺方向				長辺方向			
				端部		中央		端部		中央	
				柱列帯	柱間帯	柱間帯	柱列帯	柱列帯	柱間帯	柱間帯	柱列帯
屋根 S1	120mm	Ly=7.20m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-600@	9φ-400@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-400@	9φ-600@	9φ-300@	9φ-400@
		Lx=3.48m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-150@	-	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
屋根 S2	120mm	Ly=6.10m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-150@	-	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
		Lx=2.82m	上端筋	9φ-300@	9φ-150@	9φ-150@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-150@	9φ-150@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
屋根 庇	120mm	Ly=58.76m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
		Lx=1.28m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
居室 S1	110mm	Ly=7.20m	上端筋	9φ-300@	9φ-13φ-200@	-	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	-	9φ-400@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-400@
		Lx=3.48m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	-	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	-	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-600@	9φ-600@	9φ-300@	9φ-600@
居室 S2	110mm	Ly=6.10m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	-	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	-	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-600@	9φ-600@	9φ-300@	9φ-600@
		Lx=2.82m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
階段室 S4	110mm	Ly=2.82m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
		Lx=2.20m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
ベランダ CS1	110mm	Ly=9.10m	上端筋	13φ-200@	13φ-200@	13φ-200@	13φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
		Lx=1.38m	上端筋	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
			下端筋	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@

7.4. 耐力壁軸力，地震時水平力の算定

各層重量および各層の単位床荷重を表 7.4-1 に示す。また各耐力壁への床荷重の分配方法を図 7.4-1 に示す。表 7.4-1 の通り，各層の積載荷重，スラブ，壁梁，耐力壁等の荷重を算定し，これを各層の床面積で除することにより単位床荷重を算出する。算出した単位床荷重に図 7.4-1 に従い各耐力壁の床支配面積を乗ずることにより各耐力壁の長期軸力の算定を行う。算定結果は表 7.4-2 に示す。

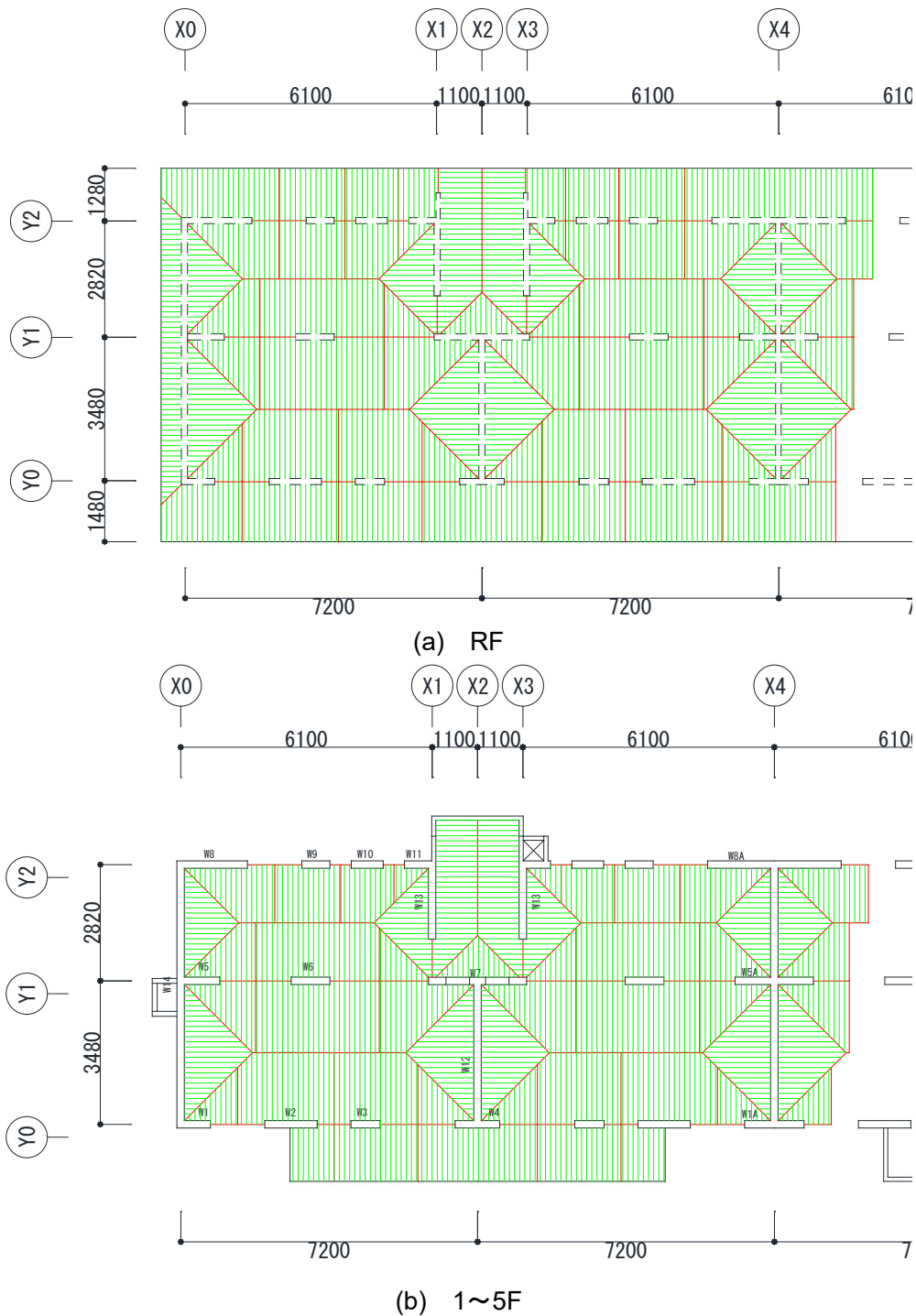


図 7.4-1 耐力壁 床支配面積

表 7.4-1 各層重量および各層単位床荷重

階	重量						床面積 A mm ²	単位床荷重 wi/A kN/m ²
	積載荷重	スラブ	壁梁	壁	追加荷重	合計wi		
	kN	kN	kN	kN	kN	kN		
5階	159.7	1805.8	844.4	522.1	49.6	3381.6	447.6	7.55
4階	249.5	1498.3	873.8	1608.4	103.4	4333.4	401.5	10.79
3階	249.5	1498.3	972.3	1709.9	101.0	4531.0	401.5	11.29
2階	249.5	1498.3	972.3	1709.9	101.0	4531.0	401.5	11.29
1階	249.5	1498.3	970.4	1909.6	112.2	4740.0	401.5	11.81
基礎	246.6	707.6	2174.6	1466.3	65.4	4660.5	401.5	11.61

表 7.4-2 耐力壁長期軸力算定結果

軸力(kN)					
耐力壁	1F	2F	3F	4F	5F
W1	67.3	56.7	46.7	36.6	27.0
W2	294.8	232.1	172.2	112.3	55.0
W3	326.6	253.9	184.3	114.8	48.2
W4	314.1	244.3	177.5	110.7	46.8
W5	161.2	125.2	90.8	56.4	23.6
W6	489.8	380.3	275.7	171.1	71.0
W7	407.6	316.3	229.1	141.9	58.4
W8	135.1	110.6	87.1	63.7	41.2
W9	130.7	104.8	80.0	55.3	31.6
W10	98.2	78.9	60.5	42.0	24.4
W11	28.6	24.2	20.0	15.7	11.6
W12	288.6	224.3	162.9	101.4	42.6
W13	278.4	216.5	157.3	98.1	41.5
W14	262.3	209.6	159.2	108.8	60.6
W1A	123.9	102.8	82.7	62.6	43.3
W5A	321.7	249.7	181.0	112.2	46.4
W8A	261.3	212.2	165.3	118.4	73.5
W14A	473.6	368.2	267.4	166.6	70.3

また地震時層せん断力算定結果を表 7.4-3 に示す。ここでは表 7.4-1 の各階の建築物重量に基づき、地震時層せん断力の算定を下式により行う。

$$Q_{ud} = C_i \cdot \sum W_i \quad (7.4-1)$$

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (7.4-2)$$

Q_{ud} : i 階の地震層せん断力

$\sum W_i$: i 階から最上階までの建築物重量

Q_{un} : 必要保有水平耐力

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数

C_i : i 階の地震層せん断力係数で次式による。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (7.4-23)$$

Z : 地震地域係数でここでは 1.0 とする。

R_t : 振動特性係数でここでは 1.0 とする。

C_o : 標準せん断力係数でここでは 0.2 または 1.0 とする。

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数で次式による。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T} \quad (7.4-4)$$

ここで

$$\alpha_i = \sum_{j=i}^n W_j / \sum_{j=1}^n W_j$$

$\sum_{j=i}^n W_j$: i 階から最上階までの建築物重量

$\sum_{j=1}^n W_j$: 建築物の全重量

T : 建築物の 1 次固有周期で $T = h(0.02 + 0.01\alpha)$ とする。

h : 建築物の高さ

α : 建築物の S 造部分の高さの全体高さに対する割合でここでは 0 とする。

表 7.4-3 各層の建築物重量および地震時水平力の算定結果

(a) 標準層せん断力係数 $C_0=0.2$

階	各階重量 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	C_i	地震時層せん断力 Q_i (kN)
R	3381.6	3381.6	0.1571	1.717	0.3434	1161.4
5	4335.2	7716.8	0.3585	1.398	0.2795	2157.0
4	4532.8	12249.6	0.5691	1.229	0.2459	3011.8
3	4532.8	16782.4	0.7797	1.107	0.2214	3715.5
2	4741.8	21524.2	1.000	1.000	0.2000	4304.8

(b) 標準層せん断力係数 $C_0=1.0$

階	各階重量 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	C_i	地震時層せん断力 Q_i (kN)
R	3381.6	3381.6	0.1571	1.717	1.7172	5807.0
5	4335.2	7716.8	0.3585	1.398	1.3976	10785.2
4	4532.8	12249.6	0.5691	1.229	1.2293	15058.8
3	4532.8	16782.4	0.7797	1.107	1.1070	18577.4
2	4741.8	21524.2	1.000	1.000	1.0000	21524.2

7.5. 躯体改造前の建築物の静的増分解析に基づく安全性の検証

7.5.1 解析概要

7.5.1.1 架構のモデル化

本稿では耐力壁のモデル化手法が架構モデルの解析結果に与える差を検討する。その際、建築物全体のモデル（以下、全体モデルとする）と建築物の一部分を抽出したモデル（以下、部分モデルとする）を作成した。

7.5.1.1.1 部分モデル

開口を有する部材の評価手法が与える影響を明らかにするため、対象建築物の1部分のみを取り出したモデルを作成する。対象は1階の耐力壁 W9,W10,W11 である。対象部材を図 7.5.1-1 に示す。

部分モデルのモデル一覧を表 7.5.1-1 に示す。

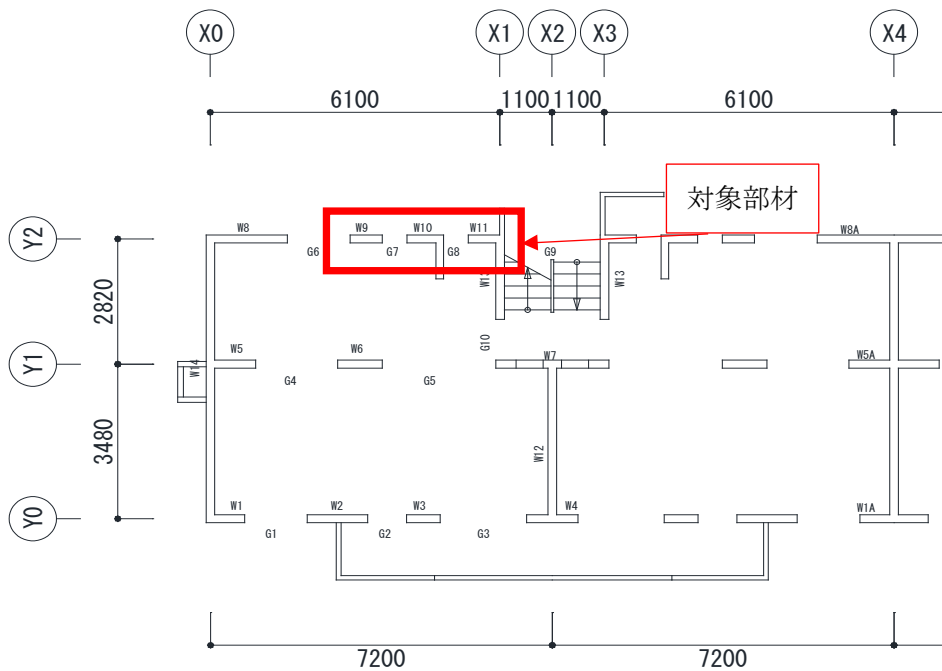


図 7.5.1-1 対象部材位置 平面図

表 7.5.1-1 部分モデル モデル一覧

モデル名称	モデル概要
モデル a	W9,W10,W11 一枚の有開口耐力壁としてモデル化する
モデル b	W9,W10,W11 を 3 枚の耐力壁としてモデル化する

表 7.5.1-1 に示した全体モデルの各モデルについて、各節点の拘束条件を表 7.5.1-2 に、各構面の架構のモデル図を図 7.5.1-2 に示す。耐力壁を青色斜線、腰壁を橙色斜線で示す。

また以下の方法に従って、架構のモデル化を行う。

- ①線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。
- ②梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ③危険断面位置は剛域端とする。
- ④各層の重量は各節点に節点質量として分配する。
- ⑤各階は剛床と仮定する。
- ⑥耐力壁の 1 本柱置換モデルを用いた平面解析を行う。
- ⑦建築物に加える水平荷重分布は「7.4 耐力壁軸力、地震時水平力の算定」で算出した A_i 分布による荷重分布を用いることとする。
- ⑧支点は各耐力壁の中心位置に設定する。
- ⑨開口を有する部材 (W2,W7) は文献[7.5-1]に従い適宜低減率を乗じる。
- ⑩各構面はピン梁で接続する。

表 7.5.1-2 接点の拘束条件

接点位置	水平方向	鉛直方向	回転
1F 壁脚	固定	固定	自由
他	自由	自由	自由

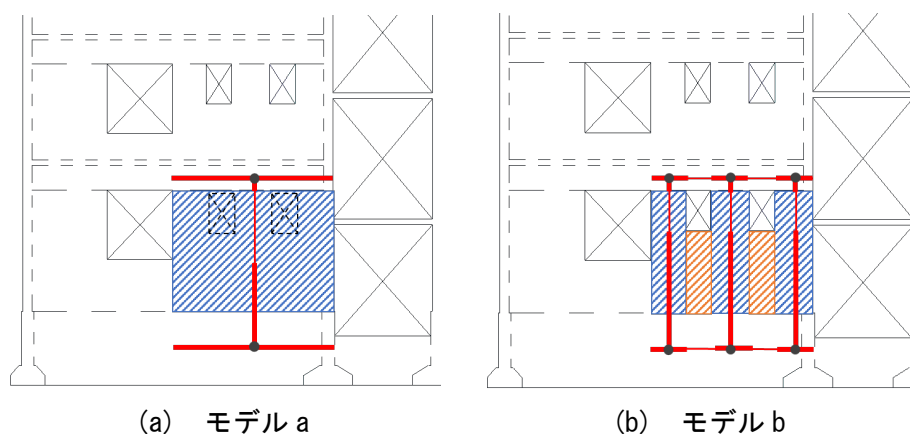


図 7.5.1-2 モデル図

7.5.1.1.2 全体モデル

全体モデルのモデル一覧を表 7.5.1-3 に示す。

反曲点高さは部材下端から建築物頂部までの半分とする。

桁行方向モデルについては、モデル X-A、モデル X-B は耐力壁のモデル化手法において異なっており、モデル化手法の違いが架構全体に与える影響を捉えることを目的としている。詳細は後述するが、部分モデルについてはモデル X-A とモデル X-B に対応するよう別途作成した。

張間方向モデルについては、構面端部の柱部材（以降、ピン柱）のモデル化手法をパラメータとしており、直交方向部材による曲げ戻し効果を適切に評価できるモデルの作成を目的としている。詳細は後述するが、直交部材の曲げ戻しを考慮する際に強度評価を優先したモデルがモデル Y-B1、剛性評価を優先したモデルがモデル Y-B2 である。

ピン柱のモデル化手法を以下に示す。

- ①ピン柱は梁とピン接合とする。
- ②引張側は剛性と終局耐力を有するバイリニア、圧縮側は弾性ばねを設定する
- ③圧縮剛性は対象部材の圧縮側に位置する直交壁の軸圧縮剛性を設定する。
- ④引張剛性は対象部材の引張側に位置する直交壁の軸引張剛性を設定する。
- ⑤引張終局耐力は対象部材引張側に隣接する壁付き梁の(1)両端が曲げ終局に達した際の負担せん断力 (2)せん断終局耐力 (3)隣接する壁の軸強度 の最小値とする。
- ⑥対象部材引張側に隣接する直交方向壁梁が対象の耐力壁両側にある場合は、両側の壁梁からせん断力を算定し合算する。

モデル作成の際の線材置換の手法等は 7.5.1.1.1 章を参照されたい。

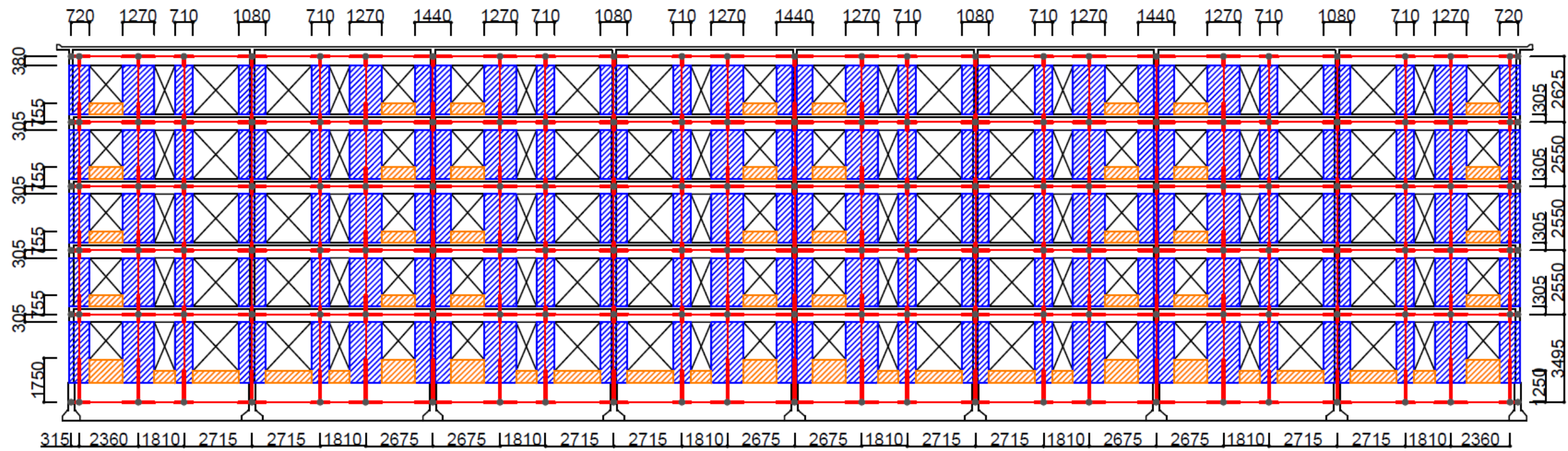
表 7.5.1-3 全体モデル モデル一覧

(a) 桁行方向

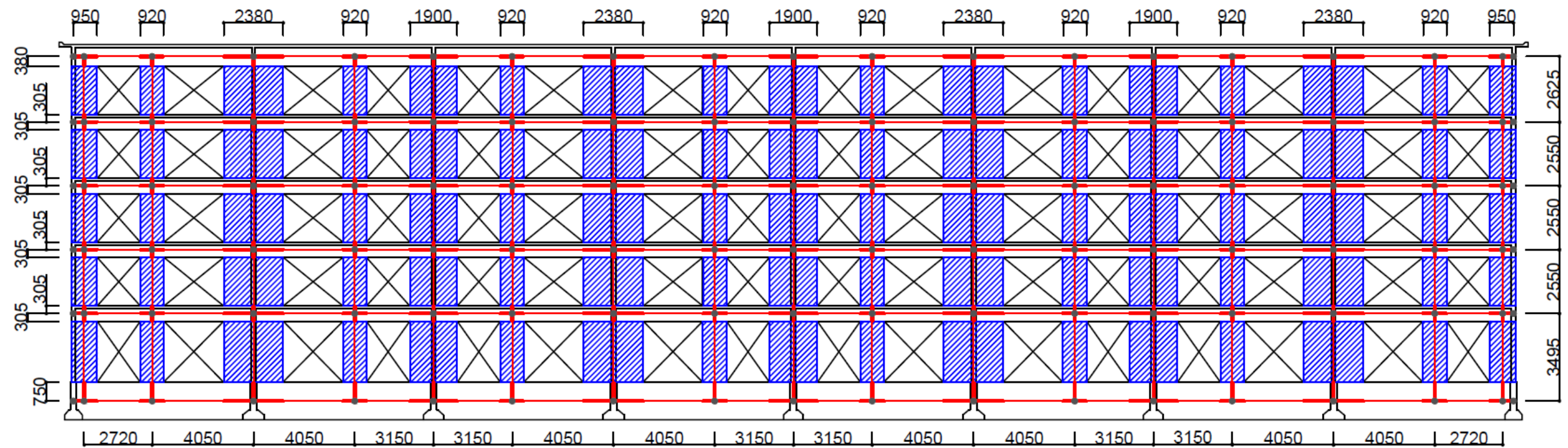
モデル名称	モデル概要
モデル X-A	W9,W10,W11 を一枚の有開口耐力壁とする
モデル X-B	W9,W10,W11 を 3 枚の耐力壁とする

(b) 張間方向

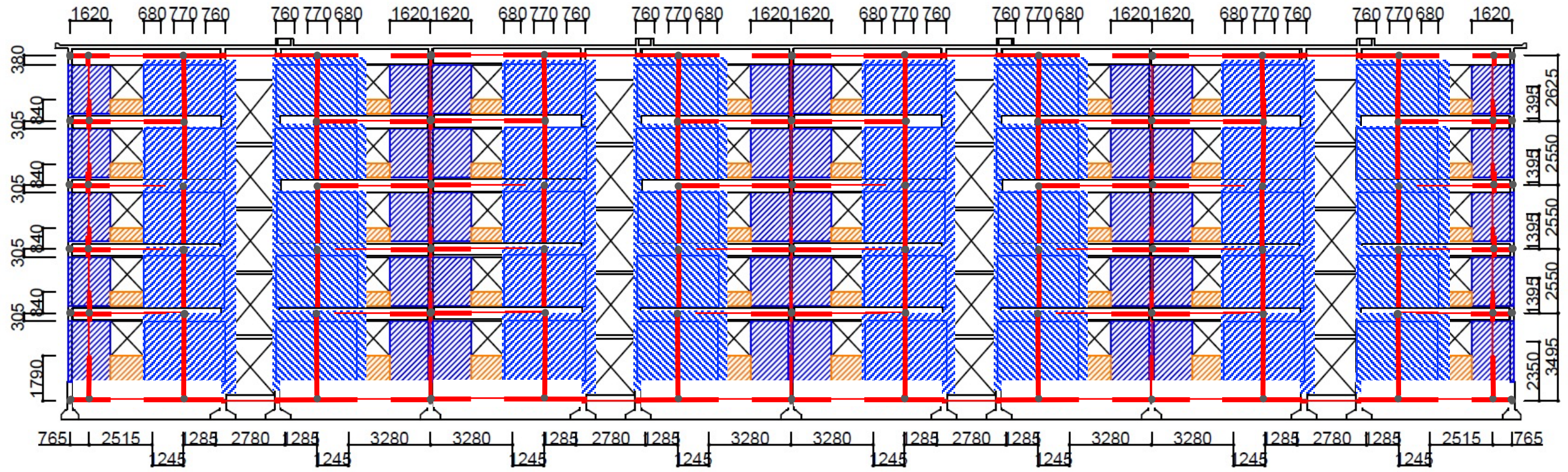
モデル名称	ピン柱	1 本柱曲げばね評価範囲
モデル Y-A	剛	
モデル Y-B1	直交部材考慮	面内壁と直交壁(有効幅考慮)
モデル Y-B2		面内壁のみ
モデル Y-C	ピン柱なし	



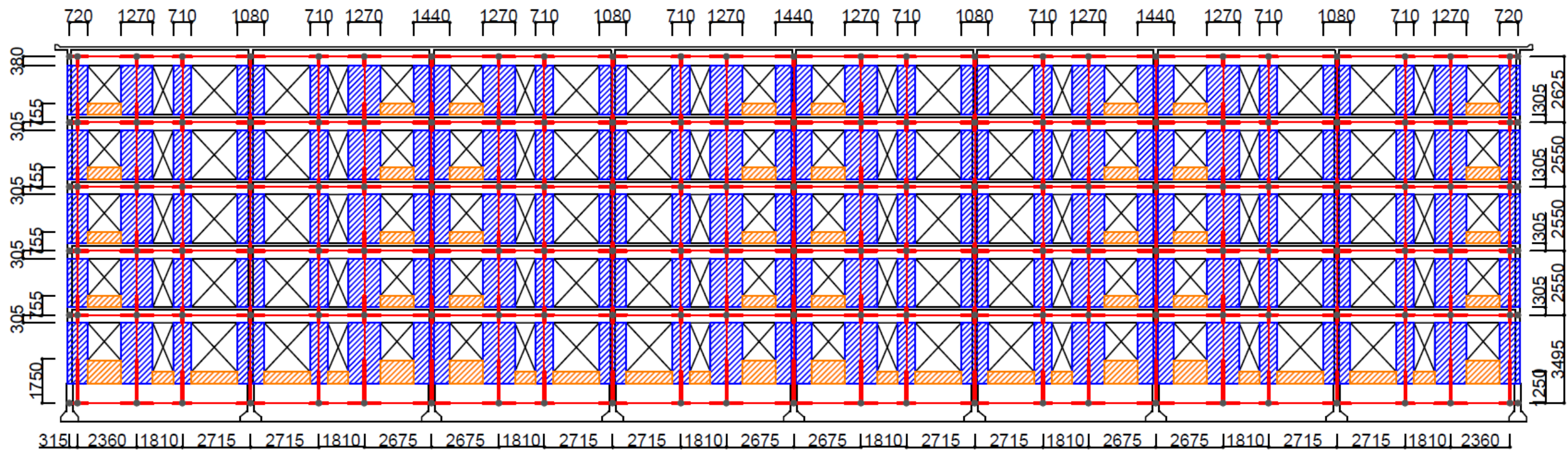
(a) Y0 構面図



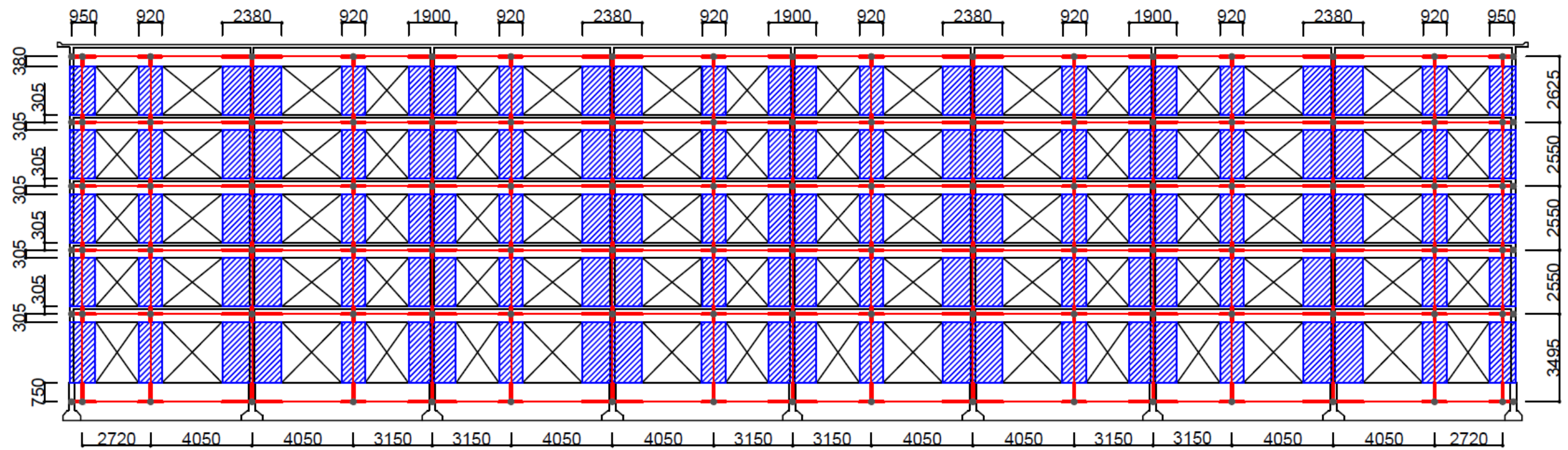
(b) Y1 構面図



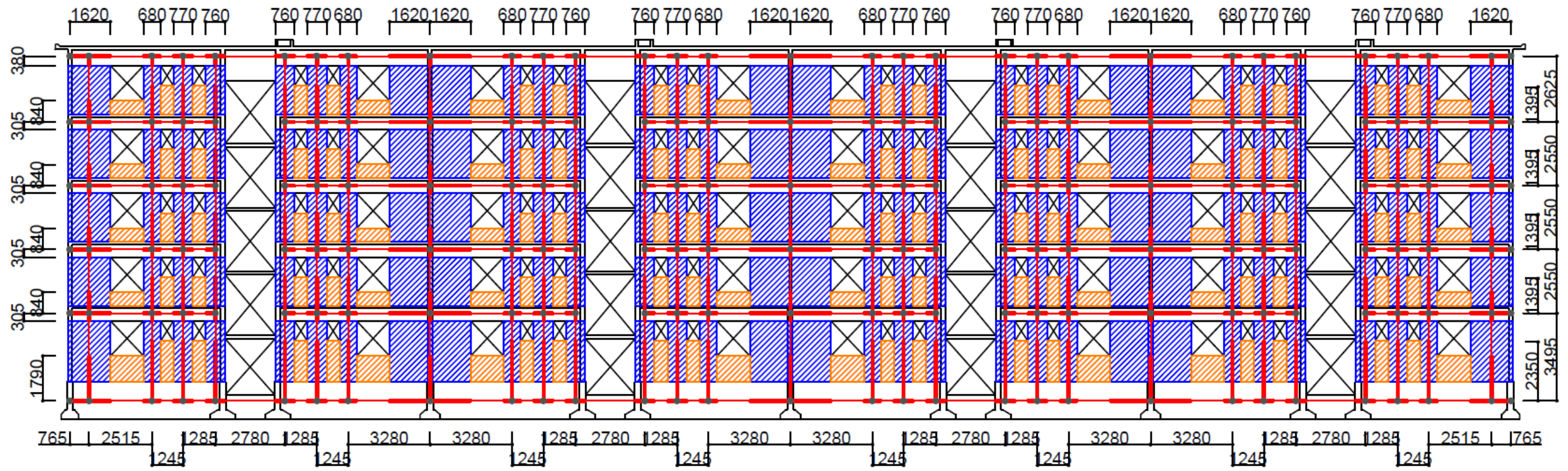
(c) Y2 構面図
 図 7.5.1-4 モデル X-A モデル図



(a) Y0 構面図



(b) Y1 構面図



(c) Y2 構面図

図 7.5.1-5 モデル X-B モデル図

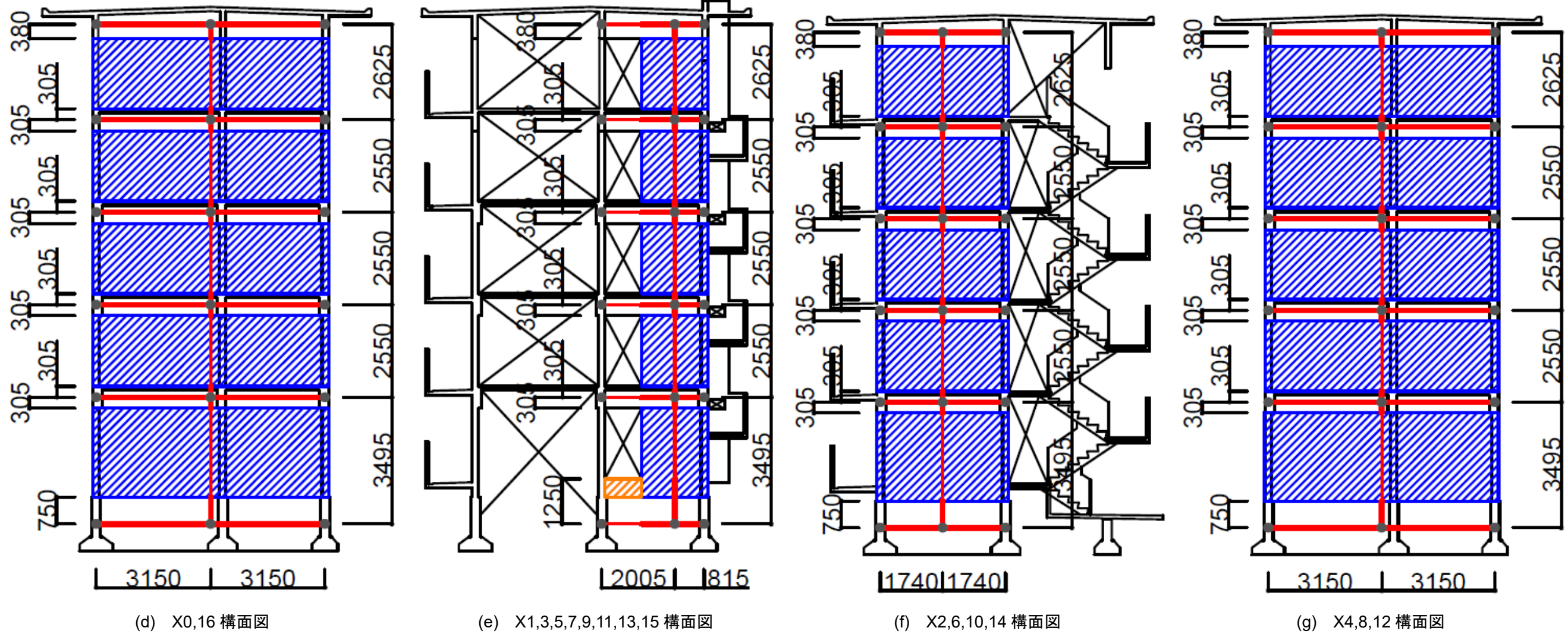


図 7.5.1-6 Y-A,Y-B1,Y-B2,Y-C モデル図

7.5.1.2 部材のモデル化

7.5.1.2.1 部分モデル

各部材のモデル化を行った際のモデル概要図を図 7.5.1-7 に、各ばねモデルのモデル図を図 7.5.1-8 に、曲げばね、せん断ばね、軸ばねの骨格曲線を図 7.5.1-9 に示す。なお、図 7.5.1-9 の骨格曲線の正負は表 7.5.1-4 のように定義する。

壁梁部材を 1 本の水平方向の線材としてモデル化する場合は梁の左右両端の危険断面位置に曲げばね、せん断ばねを有するモデルとしてモデル化を行う。

耐力壁は 1 本柱置換によりモデル化する。この時、耐力壁の長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部分上下端に曲げばね、中央部に軸ばね、およびせん断ばねを配したモデルとして扱う。

曲げばねおよびせん断ばねはひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし、軸ばねは、圧縮側は弾性とし引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。

また以下の方法に従って、部材のモデル化を行う。

- ② 階段室をはさんだ W11 間は両端ピン接合のピン梁としてモデル化する。
- ② 基礎梁は剛梁としてモデル化を行う。

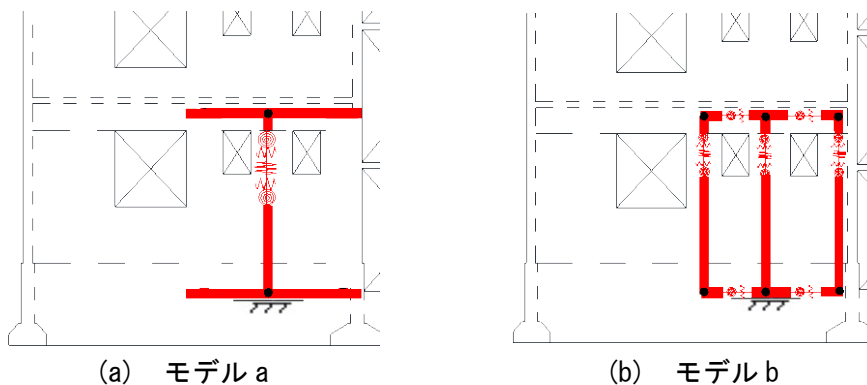
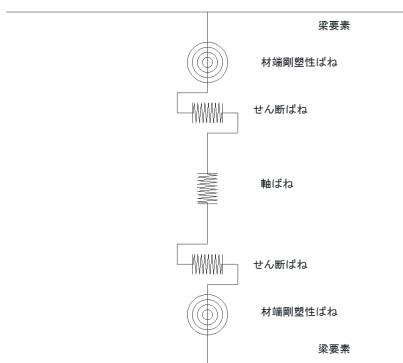


図 7.5.1-8 部分モデル モデル概要図

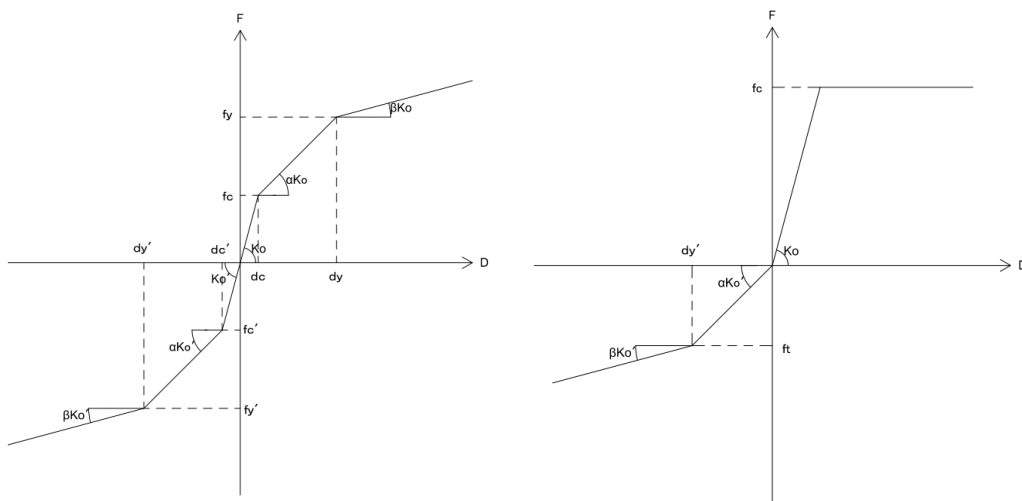


(a) 壁梁部材ばねモデル



(b) 耐力壁部材ばねモデル(1本柱置換モデル)

図 7.5.1-8 各部材のばねモデル図



(a) 曲げばね, せん断ばね

(b) 軸ばね

図 7.5.1-9 各ばねモデルの骨格曲線

表 7.5.1-4 各ばねモデルの骨格曲線の正負の定義

ばねモデル	耐力壁部材(鉛直部材)	梁部材(水平部材)
曲げ	断面の左側が引張となる場合	断面の上端が引張となる場合
せん断	を正	を正
軸	圧縮時を正	-

(1)耐力壁の剛性・耐力評価式

(1)-a 初期剛性

曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 0.5(隣接する開口あり)の場合} \quad (7.5.1-1)$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 1.0(隣接する開口なし)の場合} \quad (7.5.1-2)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma-1}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (7.5.1-3)$$

γ : コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n-1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n-1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (7.5.1-4)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(= $\frac{bD^3}{12}$)(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)

y_s : 中立軸から鉄筋までの距離(mm)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

n : ヤング係数比(= $\frac{sE}{E_c}$)

断面 2 次モーメントを算定する際の直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$b_a = \min \left(0.1l, \frac{a}{4} \right) \quad (7.5.1-5)$$

b_a : 直交壁の協力幅(mm)

l : 耐力壁と梁からなる耐力壁では階高, 独立耐力壁では階高の 2 倍(mm)

a : 協力幅を算定する部材と並列する隣接部材までの内法スパン(mm)

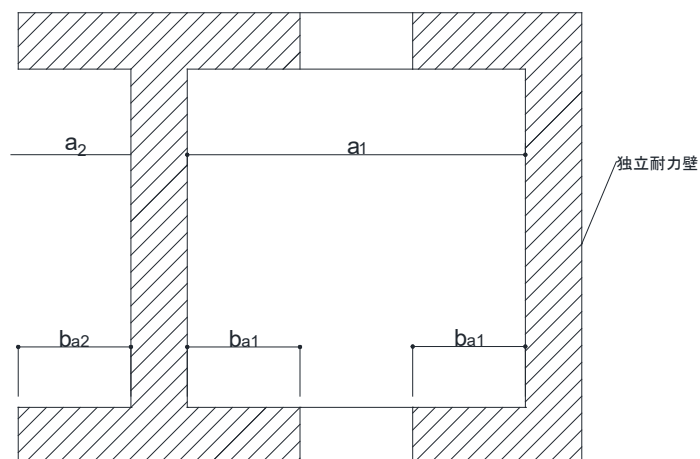
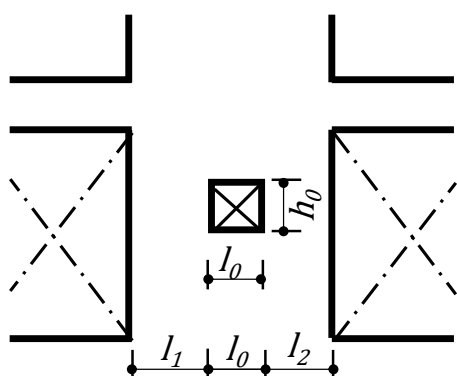


図 7.5.1-10 直交壁の協力壁

せん断初期剛性

開口を有する部材については開口による低減分をせん断成分に考慮する必要がある。なお、文献[7.5-2]より、開口が次の条件を満たす場合においては当該開口を小開口としそれを無視して良い。小開口の扱いについて以下に示す。



[条件]

- (i) $l_1 \geq 200\text{mm}, l_2 \geq 200\text{mm}$
- (ii) $l_0 + h_0 \leq 800\text{mm}$
- (iii) $0.5 \leq h_0/l_0 \leq 2.0$
- (iv) $l_0 \leq l_1, l_2$

[記号] l_0 : 長方形口の内法長さ

h_0 : 長方形口の内法高さ

l_1, l_2 : 小開口縁と耐力壁端部

までの寸法

図 7.5.1-11 小開口の大きさ(長方形開口の場合)

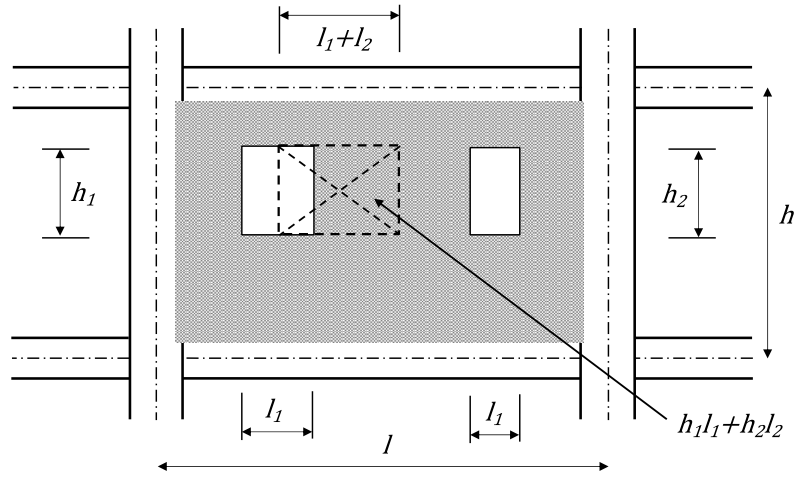


図 7.5.1-12 等価開口の扱い

$$K_s = r_1 \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-6)$$

r_1 : 開口低減率で、

$$r_1 = 1 - 1.25\sqrt{(h_0 l_0) - (hl)}$$

ただし、

$$r_0 = \sqrt{(h_0 l_0) - (hl)} \leq 0.4$$

r : 開口によるせん断剛性低減率

h_0 : 開口部の内法長さ[mm]

l_0 : 開口部の内法長さ[mm]

h : 耐力壁の構造上主要な鉛直支点間距離[mm]

l : 耐力壁の長さ[mm]

r_0 : 等価開口周比

L : クリアスパン(mm)

G : せん断弾性係数($= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$)(N/mm²)

A : 部材断面積(mm²)

ν : ポアソン比で、 $\nu = 0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で壁式規準では 1.2 とするが長方形断面においては 1.5 とする。

軸剛性

軸引張剛性

$$K_c = \frac{E_s a_g}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7.5.1-7)$$

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

a_g : 縦筋の全断面積(mm²)

L : 部材長さ(mm)

軸圧縮剛性

$$K_c = \frac{EA_e}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7.5.1-8)$$

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

A_e : 鉄筋を考慮した等価断面積で、下式による。

$$A_e = A_0 + (n - 1) \cdot (a_t + a_c) \quad (\text{mm}^2) \quad (7.5.1-9)$$

A_0 : 断面積(mm²)

n : ヤング係数比で、 $n = \frac{E_s}{E_c}$

a_t : 引張側主筋全断面積(mm²)

a_c : 圧縮側主筋全断面積(mm²)

L : クリアスパン(mm)

(1)-b ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

$$M = Z_e(\sigma_t + \sigma_o) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-10)$$

Z_e : 耐力壁の等価断面係数(mm³)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。
協力幅は(式 7.4.5)によるものとする。

σ_t : コンクリートの曲げ引張強度(= $0.56\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm²)

σ_o : コンクリートの軸圧縮応力度(N/mm²)

せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

ここで、開口を有する耐力壁のせん断ひび割れ強度にはせん断終局強度の開口低減率と同様の値を乗じることにより精度が向上することが確認されている。

従って本検討においては文献[7.5-1]より以下の式を用いることとする。低減率算出の際の開口の扱いはせん断剛性算定の際と同様とし図 7.5.1-10 を参照されたい。

$$Q_c = r\tau_{scr}tl/\kappa \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-11)$$

r : 開口による低減率で、

$$r = 1 - \max\left(\sqrt{\frac{h_0l_0}{hl}}, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h}\right)$$

h_0 : 開口部の内法長さ(mm)

l_0 : 開口部の内法長さ(mm)

h : 耐力壁の構造上主要な鉛直支点間距離(mm)

l : 耐力壁の長さ(mm)

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o)} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7.5.1-12)$$

σ_t : コンクリートの引張強度(= $0.33\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm²)

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

σ_o : 鉛直荷重による壁板の圧縮強度(N/mm²)

t : 耐力壁の壁厚(mm)

κ : せん断形状係数で 1.2 とするが長方形断面の場合は 1.5 とする。

(1)-c 剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は下式により算定する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{E I_e \varepsilon_y} \quad (7.5.1-13)$$

wM_y : 引張縁が開口補強端部の場合, 補強端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とし, 引張縁が直交壁側端部の場合, 直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする。降伏モーメントの値としてこの値を用いることにより既往の研究^{2.4)}において精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている。

C_n : 引張縁が開口補強端部の場合, 補強端部から3列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とし, 引張縁が直交壁側端部の場合, 直交壁側端部から2列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とする。

ε_y : 同上鉄筋の降伏ひずみ

E : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e : 耐力壁の等価断面2次モーメント(mm⁴)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は(式7.5.1-5)によるものとする。

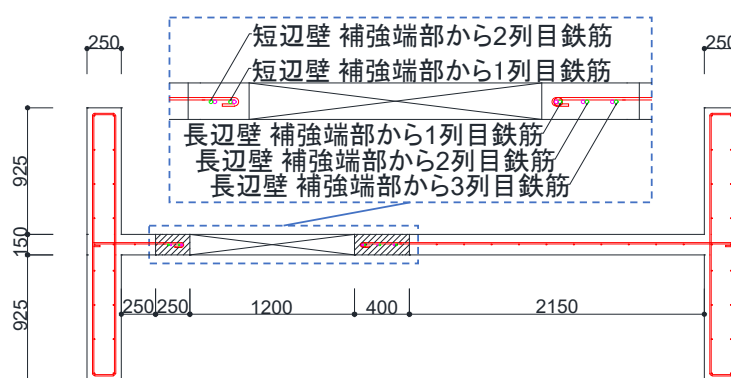


図 7.5.1-13 補強端部からの鉄筋列数

せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は文献[7.5-1]に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w\sigma_y/F_c + 0.14 \quad (7.5.1-14)$$

p_w : 壁横筋比

σ_y : 壁横筋の降伏強度(kg/cm²)

F_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

(1)-d 終局強度

曲げ終局強度

文献[7.5-3]に記載された精算法に従って算定する。注意として、鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

曲げ終局モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下のA)~E)の条件をもとに、曲げ終局強度を算定する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- C) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- D) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- E) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b(g - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-15)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋の断面積を含む

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋の断面積を含む。

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st}\sigma_{st} = \sum A_{sc}\sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-16)$$

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \beta_1(g - \beta_1 x_n/2)\sigma_{av} b x_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-17)$$

文献7.5-2)によると、曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

$\beta_1=0.85$	$(\sigma_B \leq 280\text{kgf/cm}^2)$
$\beta_1=0.85-0.05(\sigma_B-280)/70$	$(280\text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560\text{kgf/cm}^2)$
$\beta_1=0.65$	$(\sigma_B > 560\text{kgf/cm}^2)$

軸力 N が作用するので、せん断力及びモーメントの釣合条件に軸力の項を追加しなければならない。断面に作用する軸力とモーメントは、重心に作用するものとする。断面のつりあい条件式は次式で表される。

$$N = \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx + \sum A_{sc}\sigma_{sc} - \sum A_{st}\sigma_{st} \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-18)$$

圧縮縁に関するモーメントのつりあいは、次式で表される。

$$M - Ng = \sum A_{st}\sigma_{st} d - \sum A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b (x_n - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-19)$$

g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_u$ とすると、

$$M_u = A_{st}\sigma_{st} d - A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_{av} b (\beta_1 x_n)^2}{2} + Ng \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-20)$$

となり、抵抗モーメントは M_u によって計算することができる。

終局時には、圧縮縁のコンクリートひずみ度が、0.003 になるものと仮定して、その場合に算出される M_u を壁の終局モーメントとする。

せん断終局強度

せん断終局強度は文献[7.5-1]に従い下式により算定する。

ここで、開口を有する耐力壁のせん断終局強度においては文献[7.5-1]より以下の式を用いることとする。低減率算出の際の開口の扱いはせん断剛性算定の際と同様とし図 7.5.1-10 を参照されたい。

$$Q_{su} = r \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wy} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-21)$$

r : 開口による低減率で、

$$r = 1 - \max \left(\sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}}, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h} \right)$$

h_0 : 開口部の内法長さ(mm)

l_0 : 開口部の内法長さ(mm)

h : 耐力壁の構造上主要な鉛直支点間距離(mm)

l : 耐力壁の長さ(mm)

t_e : 耐力壁のせん断強度に有効な範囲内の直交壁の断面積を加算した全断面積を、耐力壁の長さを 1 とした長方形断面に置き換えたときの等価厚さ(mm)とし、耐力壁の厚さの 1.5 倍以下とする。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの 6 倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの 1/4 および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

j : 応力中心間距離(= $7d/8$)(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比(= $100a_t/t_e d$)(%)

a_t : 引張側の端部筋の断面積であるが、終局曲げモーメントに有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。(mm²)

p_{wy} : t_e を厚さと考えた場合の横補強筋(= $a_w/t_e s$)

a_w : 1 組の横補強筋の断面積(mm²)

s : 横補強筋の間隔(mm)

σ_{wh} : 横補強筋の降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(= $N/\Sigma A$)(N/mm²)

$\frac{M}{Q \cdot l}$: シアスパン比で 1 未満の場合は 1 とし、3 を超える場合は 3 とする。

軸強度

軸引張強度

$$N_{ut} = \sum(a_t \cdot \sigma_y) + \sum(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (7.5.1-22)$$

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

軸圧縮強度

$$N_{uc} = A \cdot F_c + \sum(a_t \cdot \sigma_y) + \sum(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (7.5.1-23)$$

A : 有効な範囲内の直交壁を含む全断面積(mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

(2)壁梁の剛性・耐力評価式

(2)-a 初期剛性

初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-24)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (7.5.1-25)$$

γ : コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (7.5.1-26)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)

y_s : 図心から鉄筋までの距離(mm)

n : ヤング係数比(= $\frac{E_s}{E_c}$)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとする。

協力幅は下式によるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l \end{array} \right. \\ \text{単純梁} \\ \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l_0 \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \quad (7.5.1-27)$$

a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{単独 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$

l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ(mm)

l_0 : 単純梁のスパンの長さ(mm)

初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa} \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-28)$$

G : せん断弾圧性係数(N/mm^2)で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A : 壁梁のせん断剛性検討用断面積(mm^2)で $A = b \cdot D$ とする。

b : 壁梁等の幅(mm)

D : 壁梁等のせい(mm)

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で、T型断面の場合は1.2、長方形断面の場合は1.5とする。

(2)-b ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-29)$$

Z_e : 壁梁の等価断面係数(mm^3)で等価断面係数を算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとし、協力幅内のスラブ鉄筋も考慮する。協力幅は(式7.4.27)によるものとする。

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-30)$$

τ_{scr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度(= $0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm^2)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

b : 梁幅(mm)

D : 壁梁のせい(mm)

κ : 断面形状係数(長方形の場合1.5, T形の場合1.2)

(2)-c 剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は文献[7.5-1]に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{b}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{b}\right)^2 \quad (7.5.1-31)$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比($= \frac{a_t}{bD}$)

$\frac{a}{b}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

B : 有効幅で両側スラブ付きの場合 $B = b + 2b_a$, 片側スラブ付きの場合 $B = b + b_a$ で b_a は式(7.4.27)による。

スラブが圧縮となる下端引張時には、文献[7.4-1]に従い、スラブ協力幅を考慮した有効幅 B と梁せい D とからなる仮想の長方形梁を想定し算定して良い。スラブ協力幅は式(7.5.1-27)によるものとする。

(b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{b}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{b}\right)^2 \cdot \frac{I_0}{I_t} \quad (7.5.1-32)$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (7.5.1-33)$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 (mm²)

a_t : 引張主筋断面積 (mm²)

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント (mm⁴)

I_t : T形梁の断面二次モーメント (mm⁴)

n : ヤング係数比($= \frac{E_s}{E_c}$)

$\frac{a}{b}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

スラブが引張側となる上端引張時には引張鉄筋として協力幅内のスラブ筋も考慮し、梁幅 b 、梁せい D とする長方形梁として算定した降伏点剛性低下率を、T型梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減することにより算定してよい。スラブ協力幅は式(7.5.1-27)による。

せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

$$\beta = \frac{Q_{su}/\gamma_u}{Q_c/\gamma_c} \quad (7.5.1-34)$$

Q_{su} : せん断終局強度(kN)

Q_c : せん断ひび割れ耐力(kN)

γ_u : 終局せん断耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_u = 10\gamma_c$

γ_c : せん断ひび割れ耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_c = \frac{Q_c}{GA}$

G : せん断弾性係数で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

A : 部材断面積(mm²)

(2)-d 終局強度

曲げ終局強度

文献[7.5-3]に記載された精算法に従って計算した。曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とす。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- C) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- D) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b(g_1 - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

(7.5.1-35)

A_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

σ_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

A_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

σ_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

d_1 : 壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c1} : 壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_1 : 壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n1} : 壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_{n1} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第 2 項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st1} \sigma_{st1} = \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-36)$$

非線形分布する既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av1} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n1} に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st1} \sigma_{st1} (d_1 - g_1) + A_{sc1} \sigma_{sc1} (g_1 - d_{c1}) + \beta_1 (g_1 - \beta_1 x_{n1} / 2) \sigma_{av1} b x_{n1} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-37)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av1} = 0.85\sigma_{B1}$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

σ_{B1} : 既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st1} \sigma_{st1} d_1 - \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} - \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b (x_{n1} - x) dx \quad (7.5.1-38)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u1}$ とすると上式は、

$$M_{u1} = A_{st1} \sigma_{st1} d_1 + A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} + \sigma_{av1} b (\beta_1 x_{n1})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-39)$$

となり抵抗モーメントは M_{u1} によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される M_{u1} を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

せん断終局強度

せん断終局強度は文献[7.4-3]に従い下式により算定する。

- ・スラブが圧縮側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$) および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-40)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right) (\%)$

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(梁主筋のみ)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8} d \right)$ (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

・スラブが引張側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$) および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-41)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t + a_s}{b_e d} \cdot 100 \right) (\%)$

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(スラブ筋を考慮)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8} d \right)$ (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

7.5.1.2.2 全体モデル

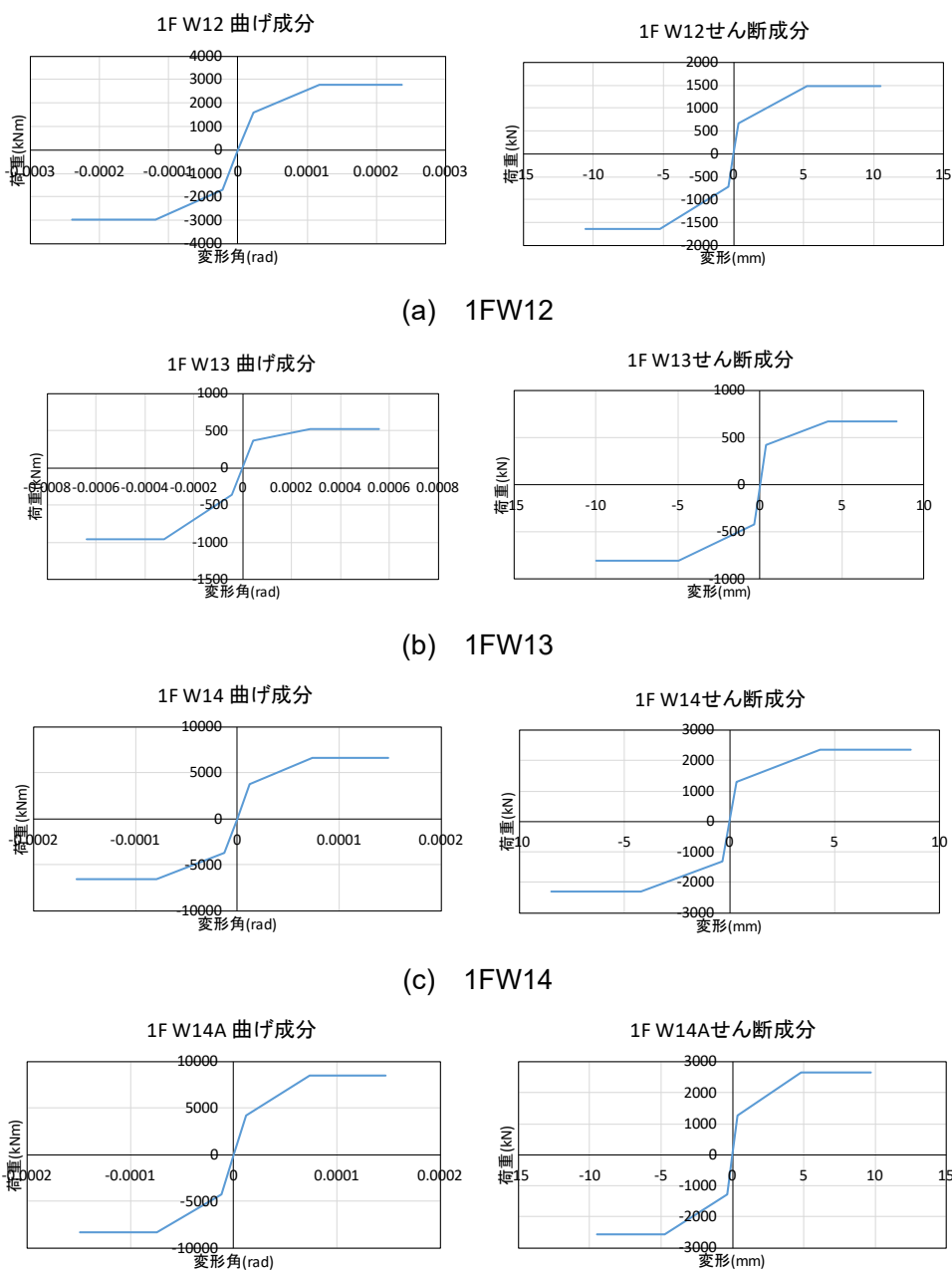
各部材は弾塑性部材として7.5.1.2.1節に示した手法と同様にモデル化する。各モデルのモデル図を図7.5.1-11に示す。なお、ばねモデル骨格曲線算定の際の評価式についても7.5.1.2.1節を参照されたい。

(1)骨格曲線

(1)-a 耐力壁

前述の式にて算定した各モデルの耐力壁部材の骨格曲線を示す。

モデルY



(a) 1FW12

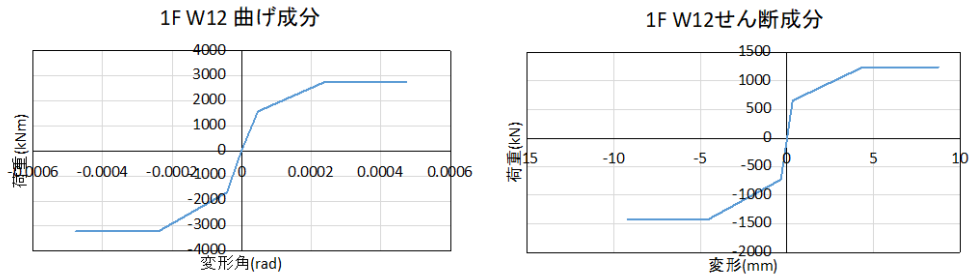
(b) 1FW13

(c) 1FW14

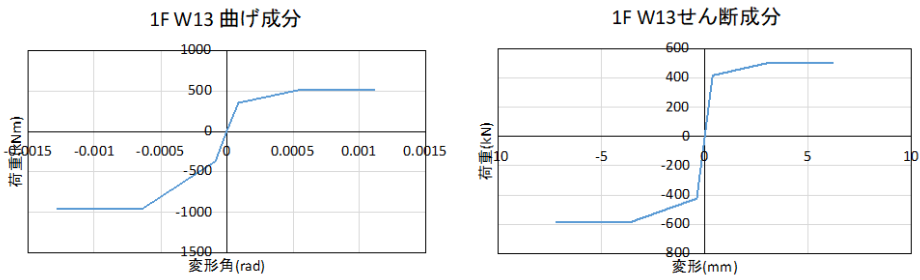
(d) 1FW14A

図 7.5.1-14 モデルY 耐力壁 骨格曲線

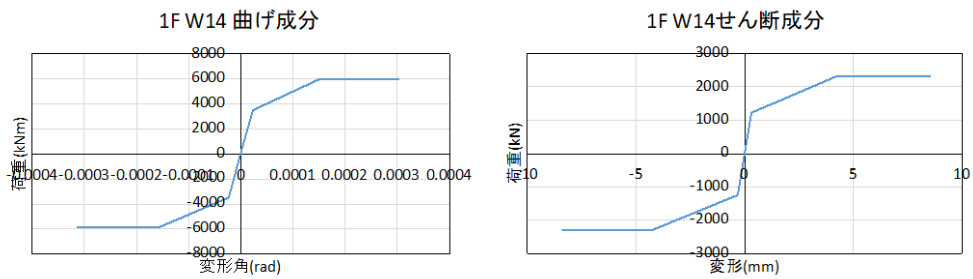
モデル Y-0



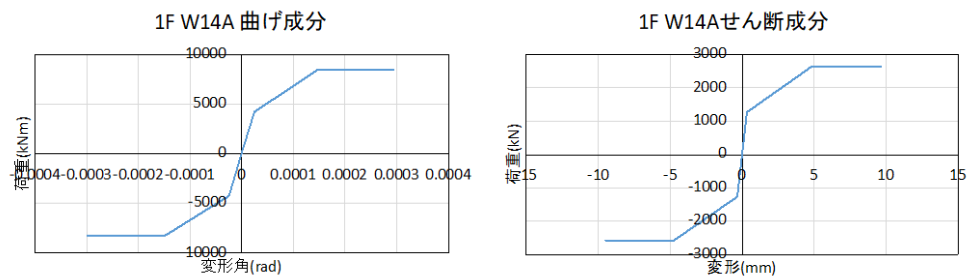
(a) 1FW12



(b) 1FW13



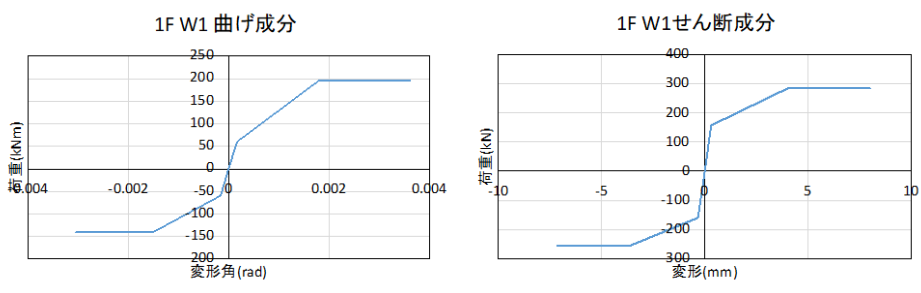
(c) 1FW14



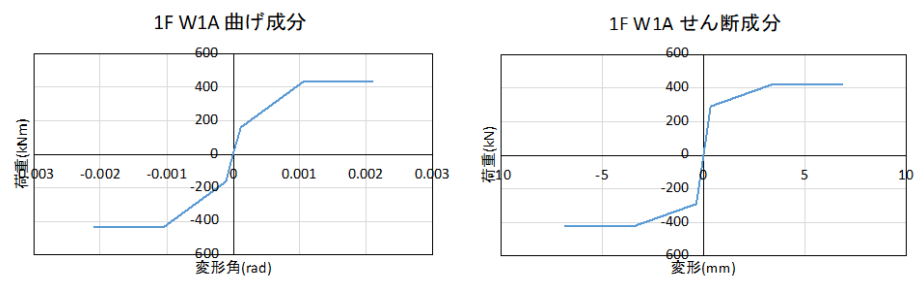
(d) 1FW14A

図 7.5.1-15 モデル Y-0 耐力壁 骨格曲線

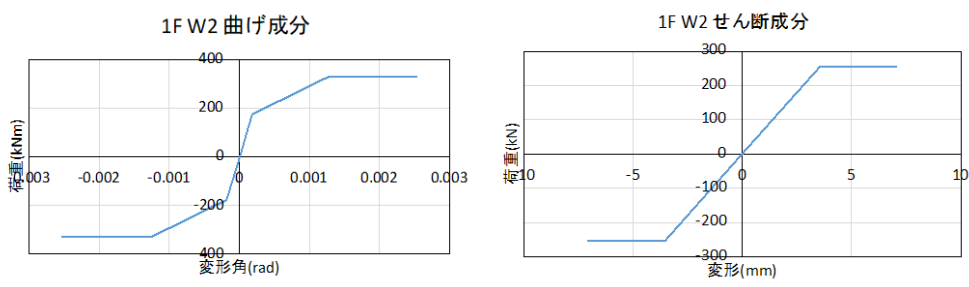
モデル X-A



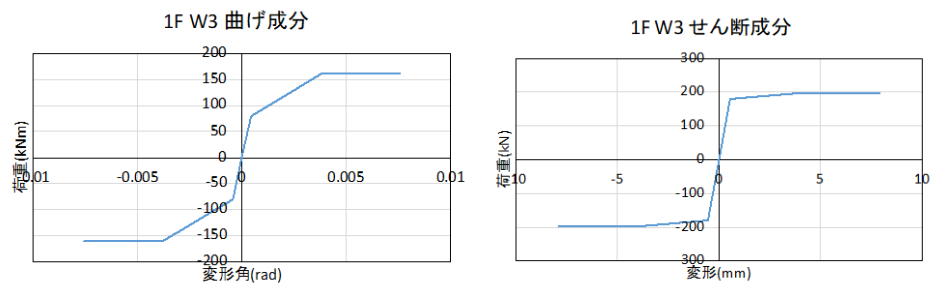
(a) 1FW1



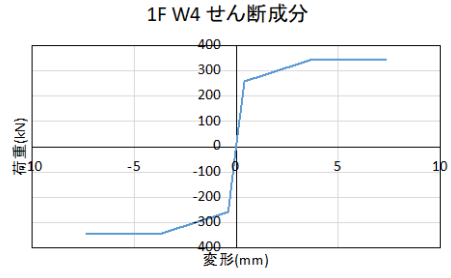
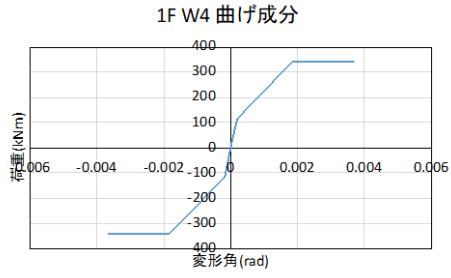
(b) 1FW1A



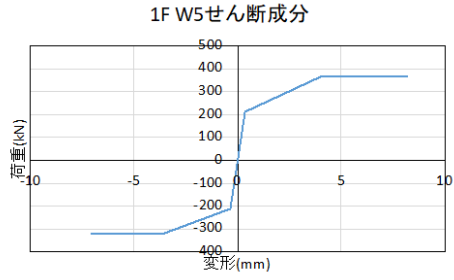
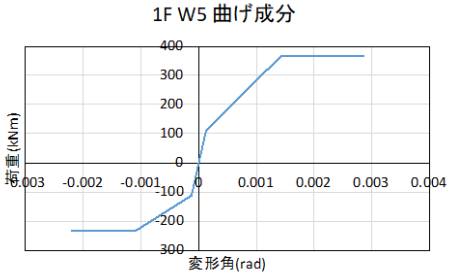
(c) 1FW2



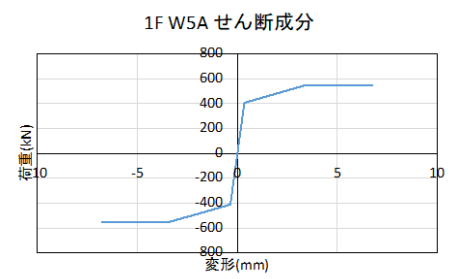
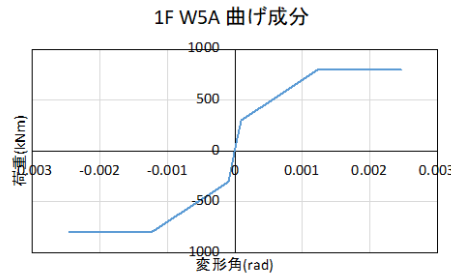
(d) 1FW3



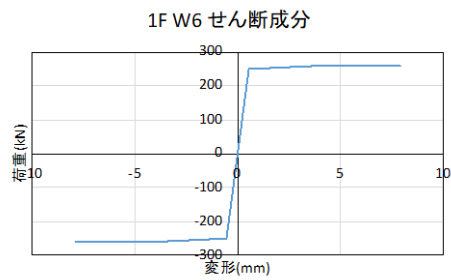
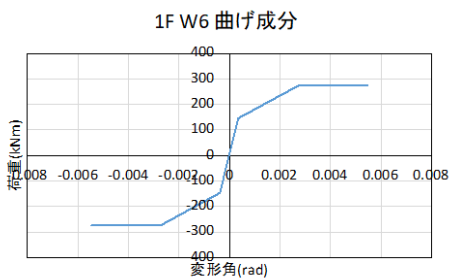
(e) 1FW4



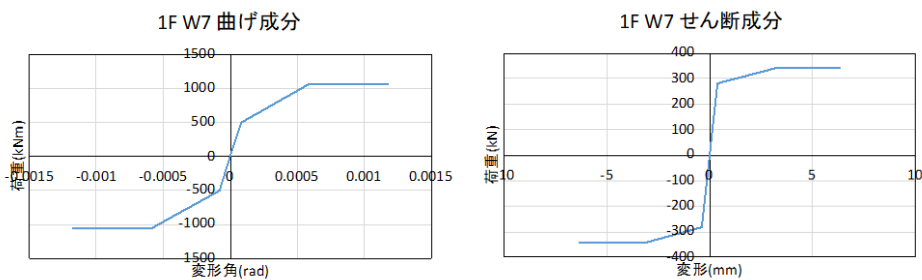
(g) 1FW5



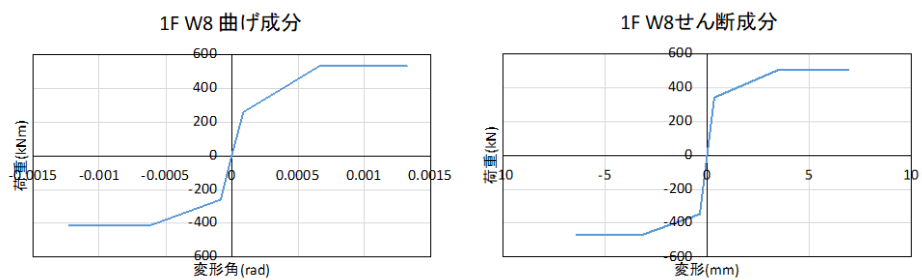
(h) 1FW5A



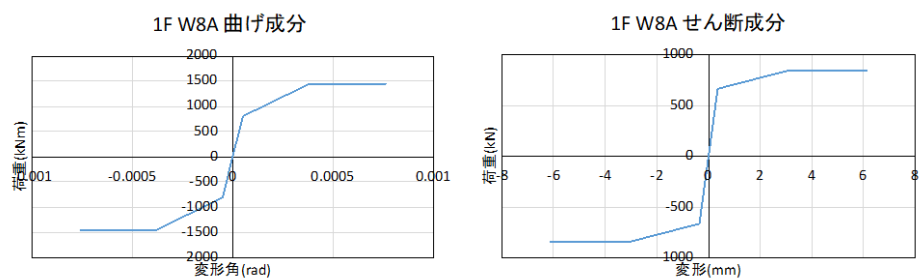
(i) 1FW6



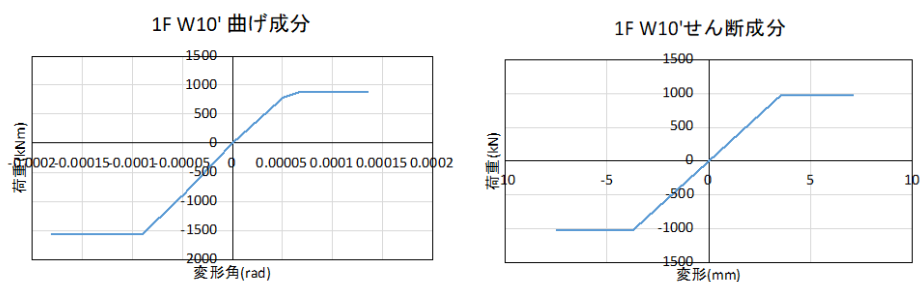
(j) 1FW7



(k) 1FW8



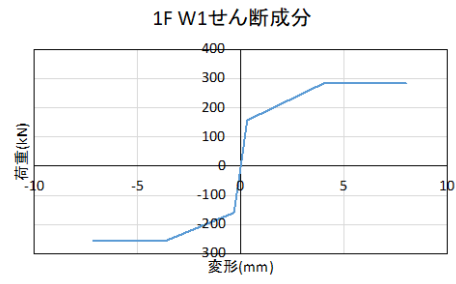
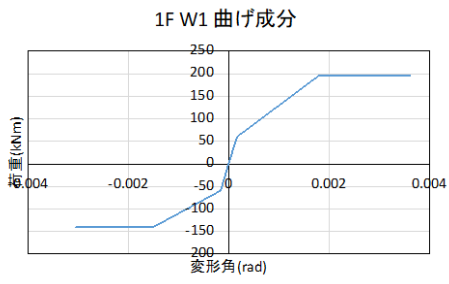
(l) 1FW8A



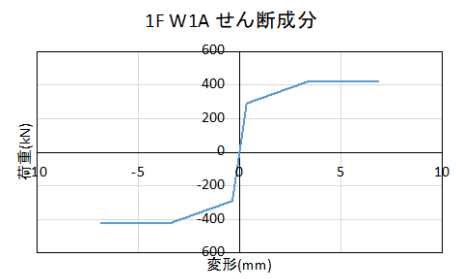
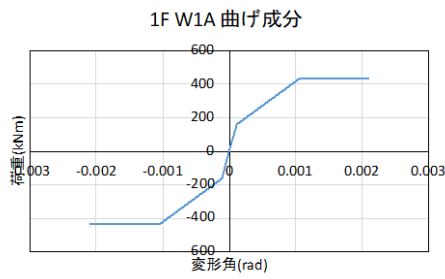
(m) 1FW10'

図 7.5.1-16 モデル X-A 耐力壁 骨格曲線

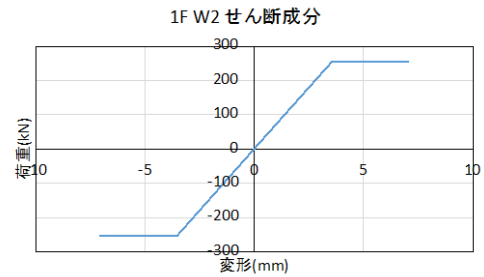
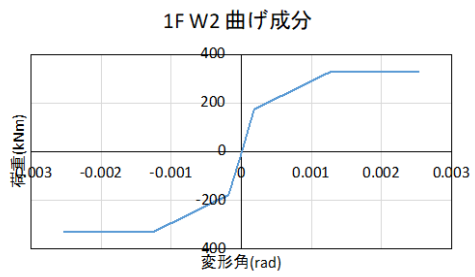
モデル X-B



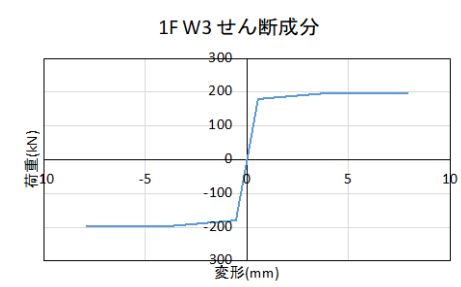
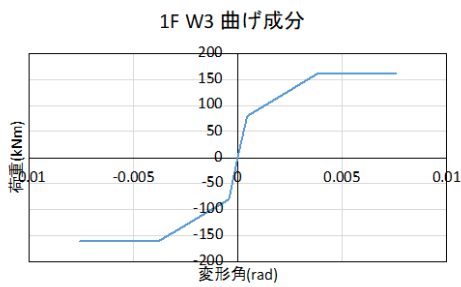
(a) 1FW1



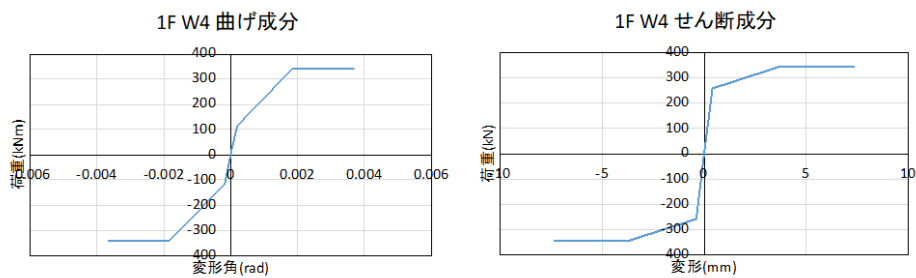
(b) 1FW1A



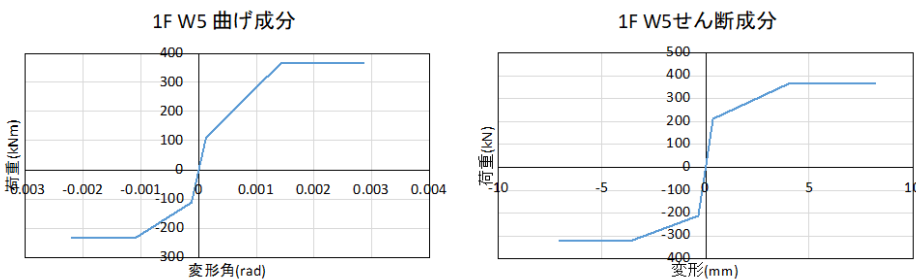
(c) 1FW2



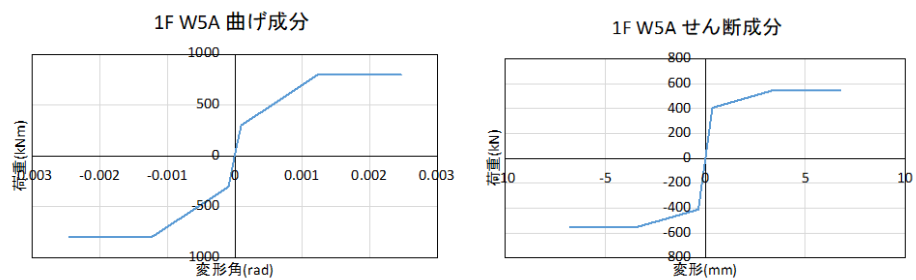
(d) 1FW3



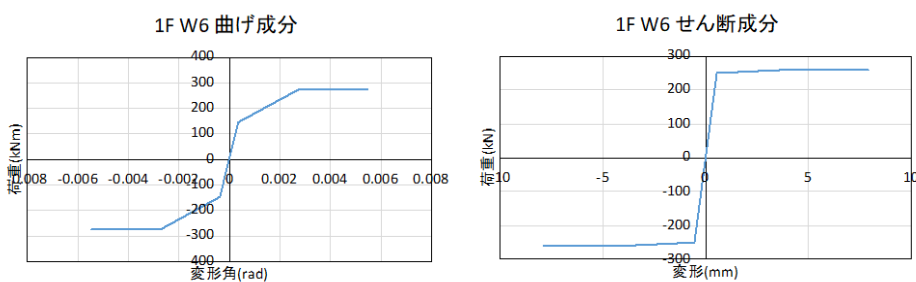
(e) 1FW4



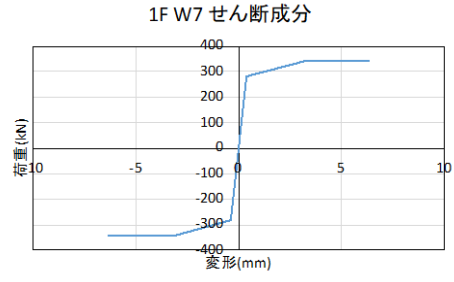
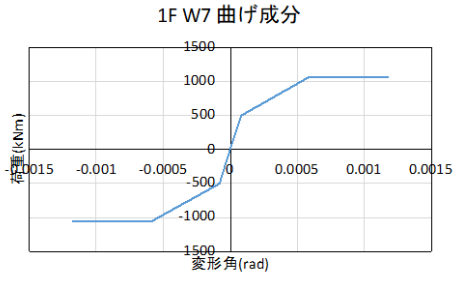
(g) 1FW5



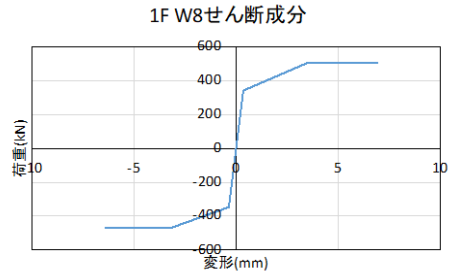
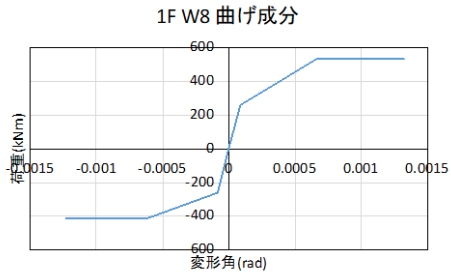
(h) 1FW5A



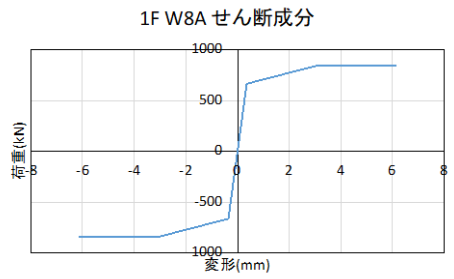
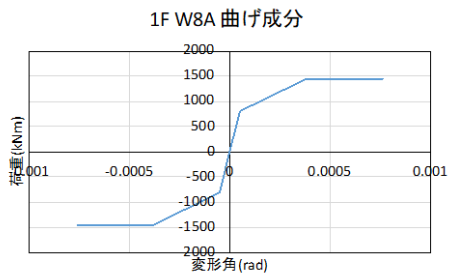
(i) 1FW6



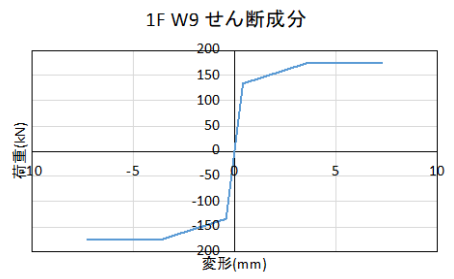
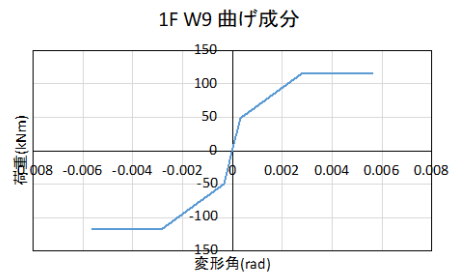
(j) 1FW7



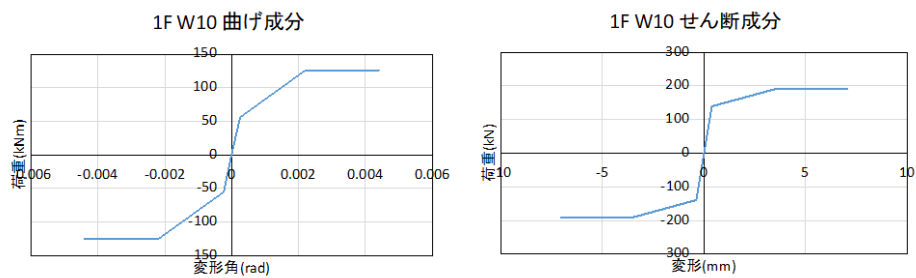
(k) 1FW8



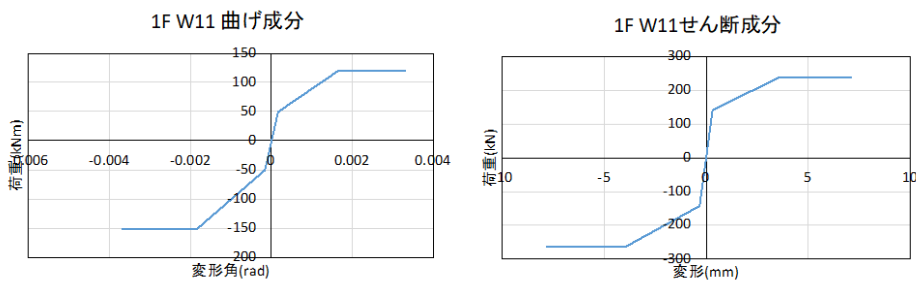
(l) 1FW8A



(m) 1FW9



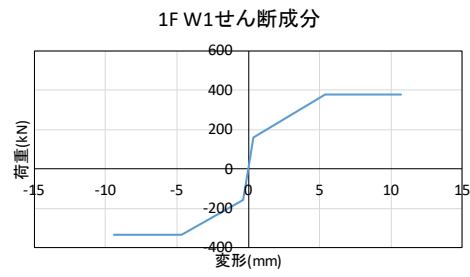
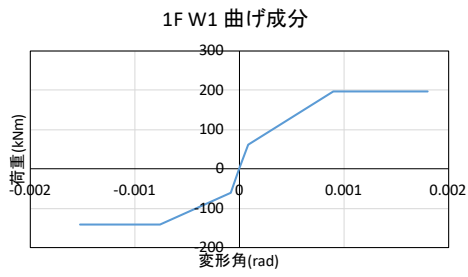
(n) 1FW10



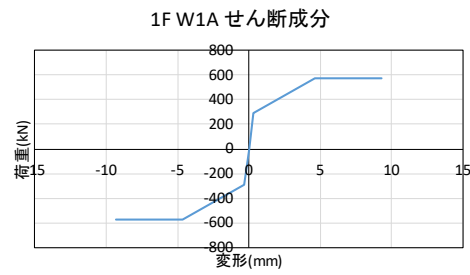
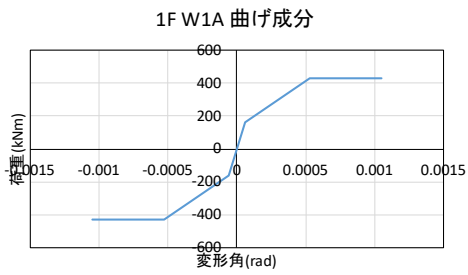
(o) 1FW11

図 7.5.1-17 モデル X-B 耐力壁 骨格曲線

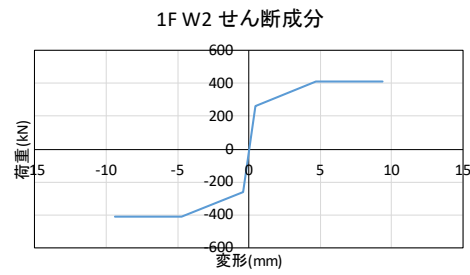
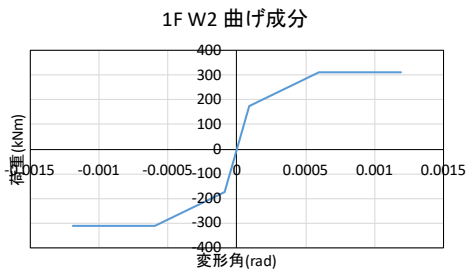
モデル X-0



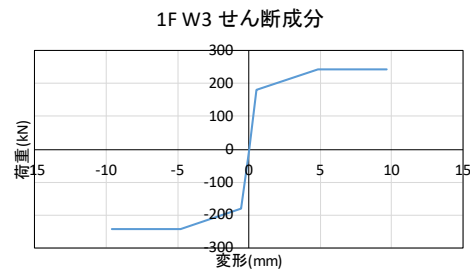
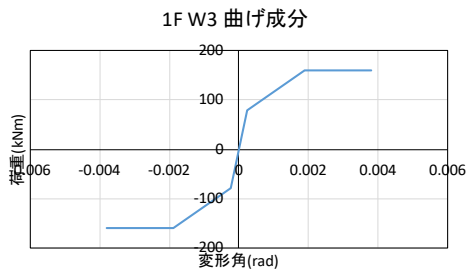
(a) 1FW1



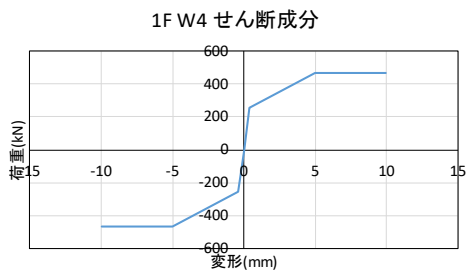
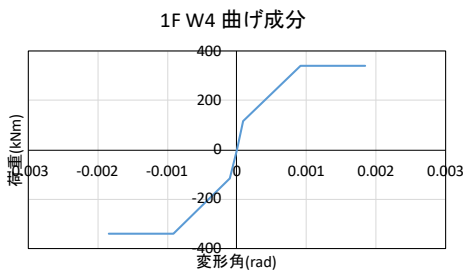
(b) 1FW1A



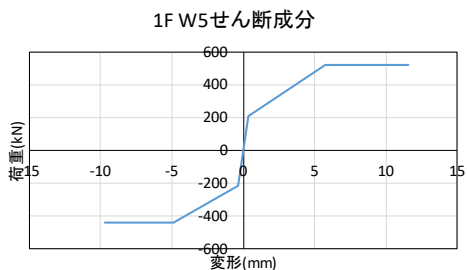
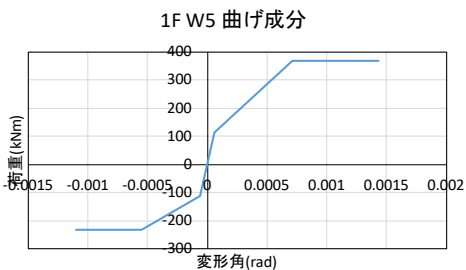
(c) 1FW2



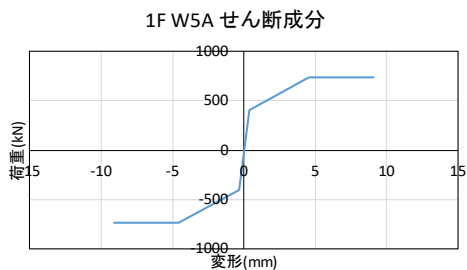
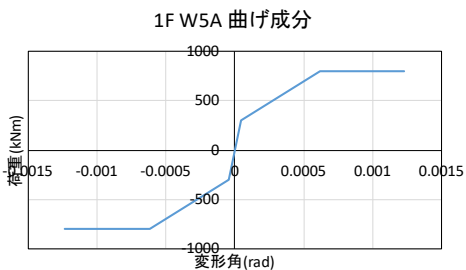
(d) 1FW3



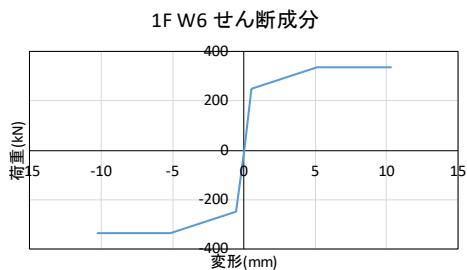
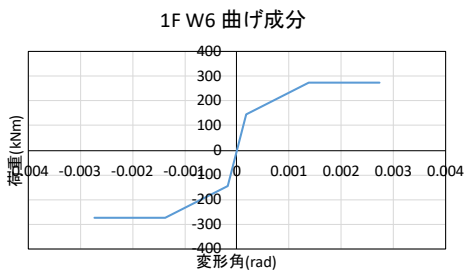
(e) 1FW4



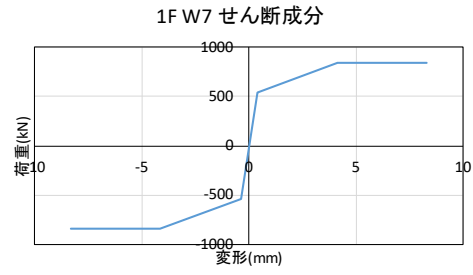
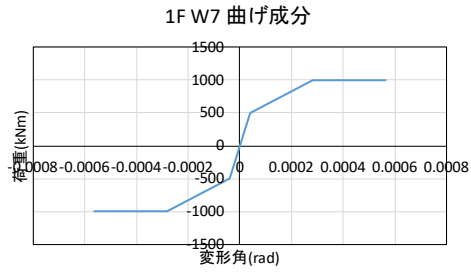
(g) 1FW5



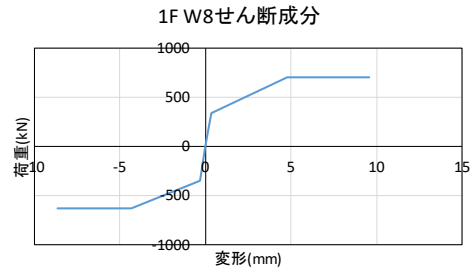
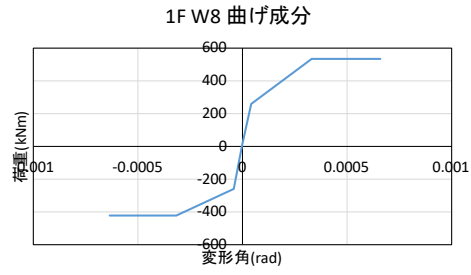
(h) 1FW5A



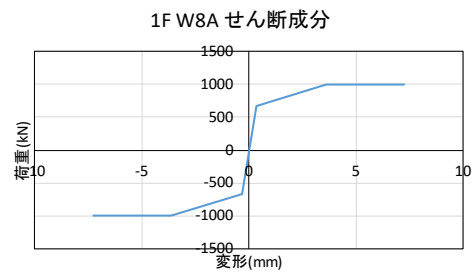
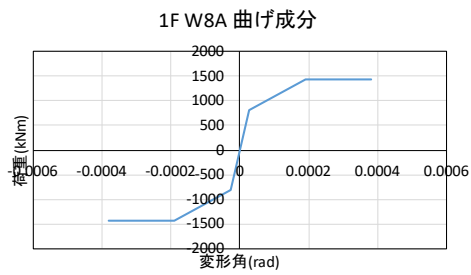
(i) 1FW6



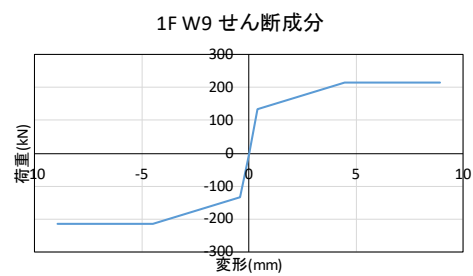
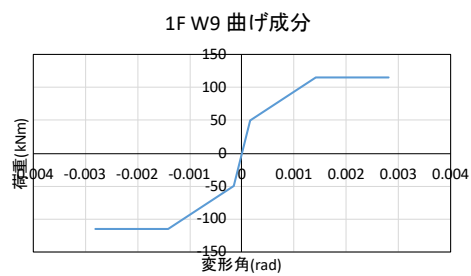
(j) 1FW7



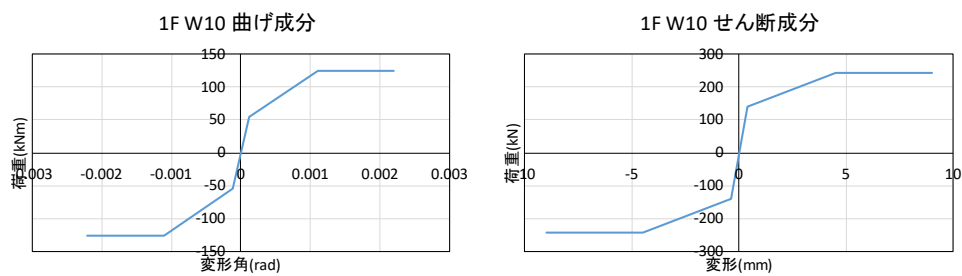
(k) 1FW8



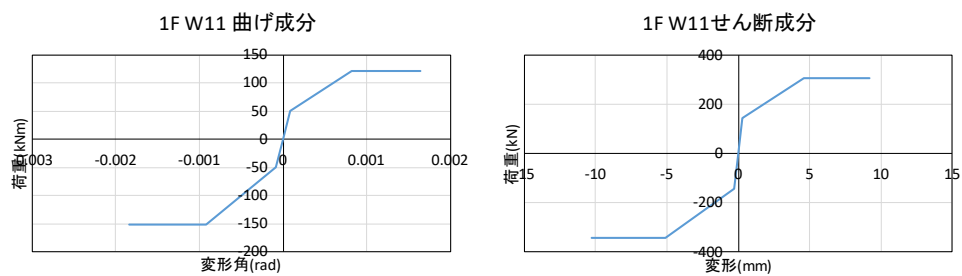
(l) 1FW8A



(m) 1FW9



(n) 1FW10

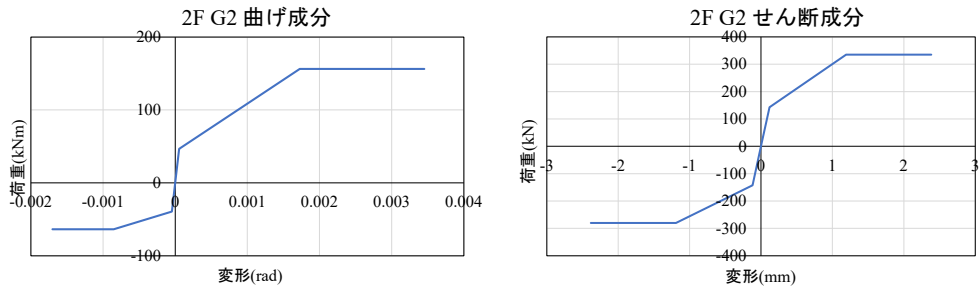


(o) 1FW11

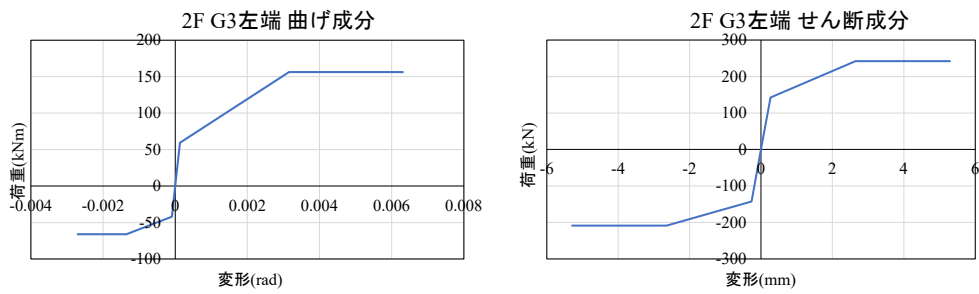
図 7.5.1-18 モデル X-0 耐力壁 骨格曲線

(1)-b 壁梁

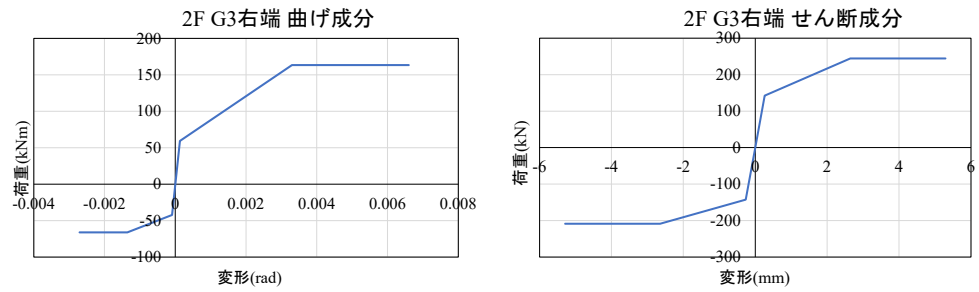
前述の式にて算定した各モデルの壁梁部材の骨格曲線を示す。



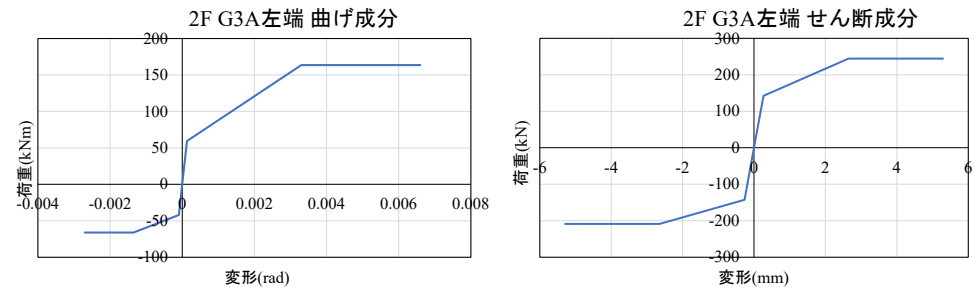
(a) 2FG2



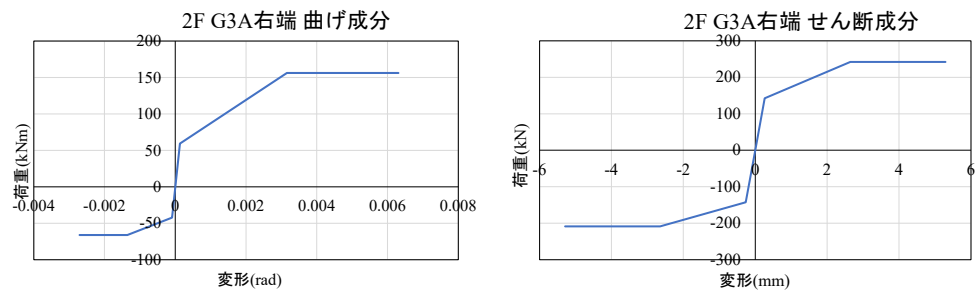
(b) 2FG3 左端



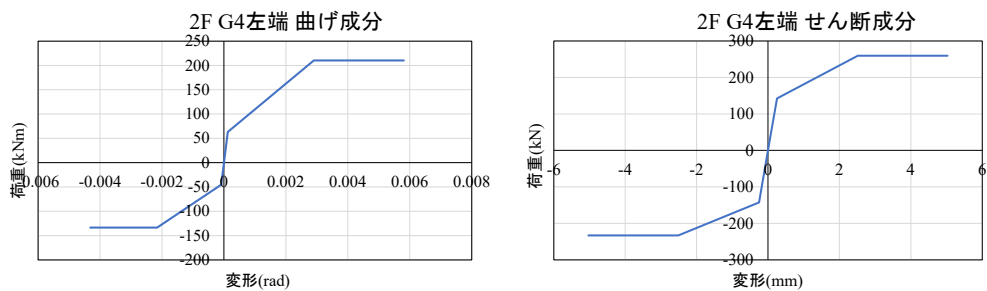
(c) 2FG3 右端



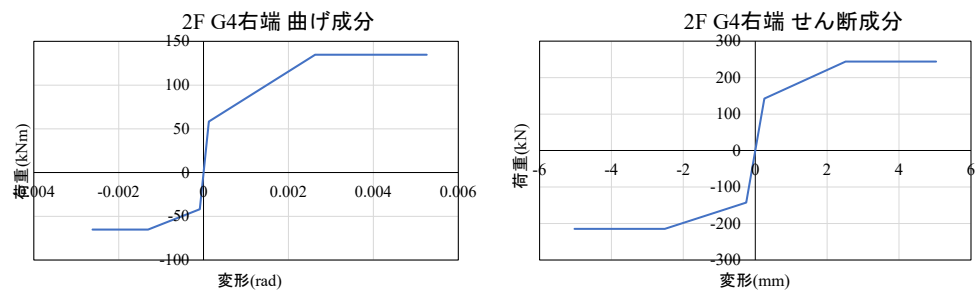
(d) 2FG3A 左端



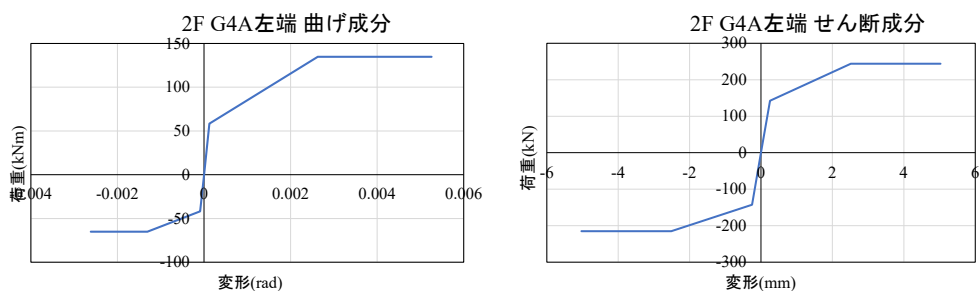
(e) 2FG3A 右端



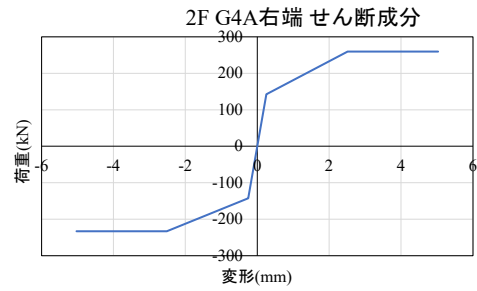
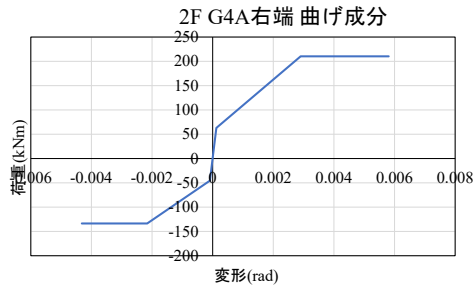
(g) 2FG4 左端



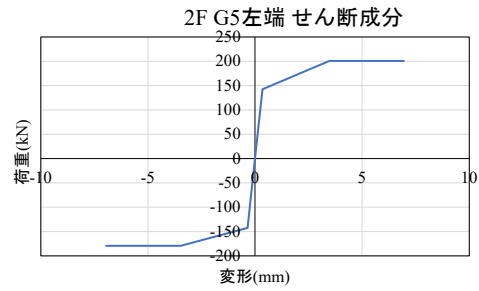
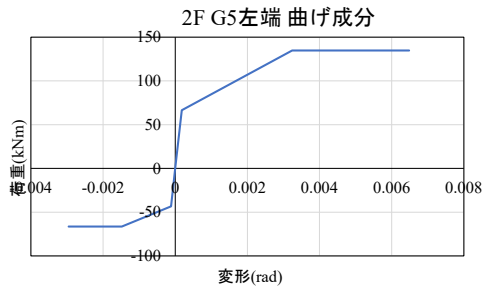
(h) 2FG4 右端



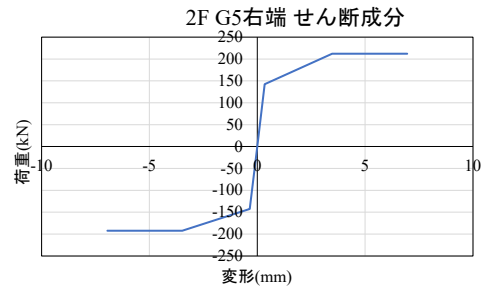
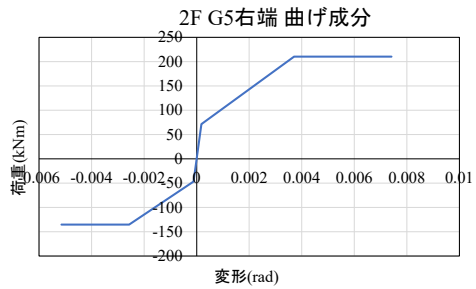
(i) 2FG4A 左端



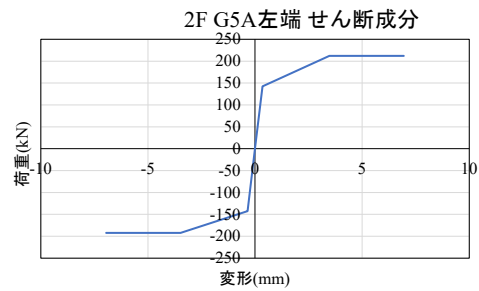
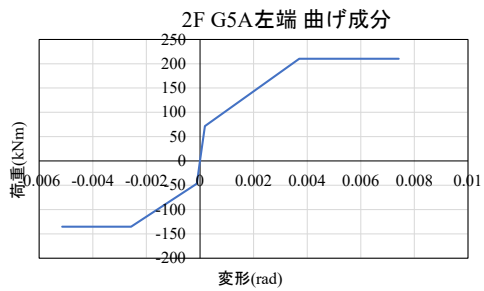
(j) 2FG4A 右端



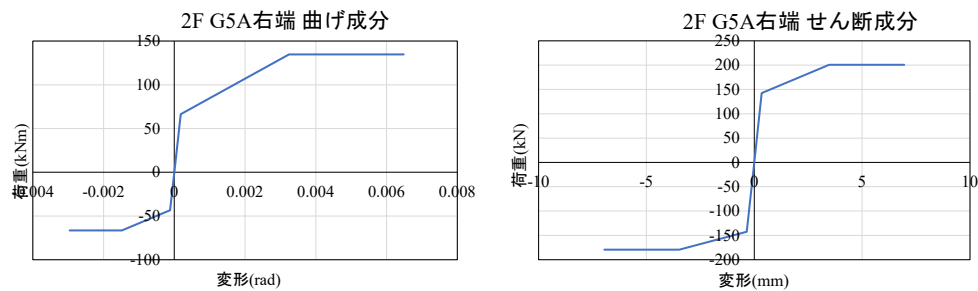
(k) 2FG5 左端



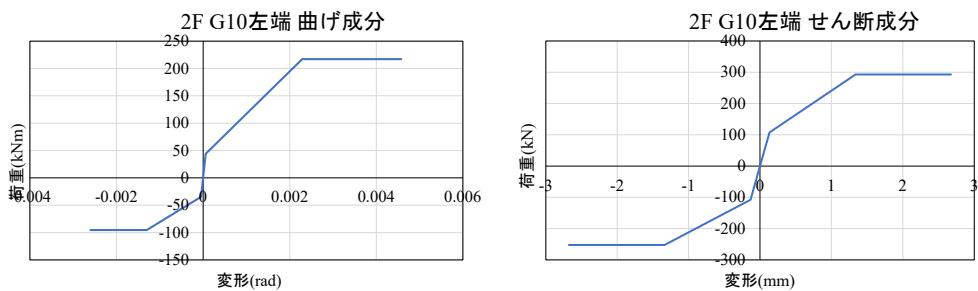
(l) 2FG5 右端



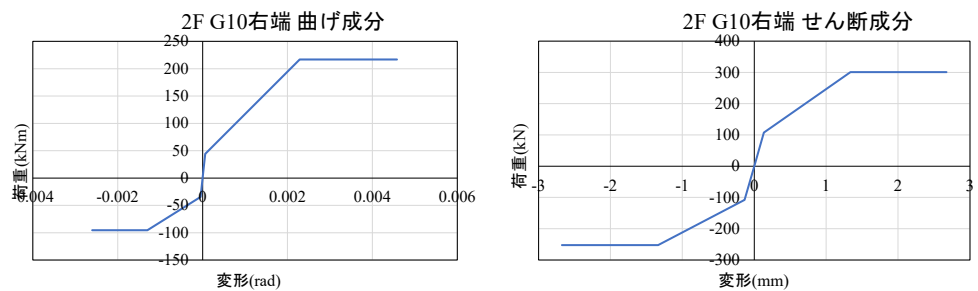
(m) 2FG5A 左端



(n) 2FG5A 右端



(o) 2FG10 左端

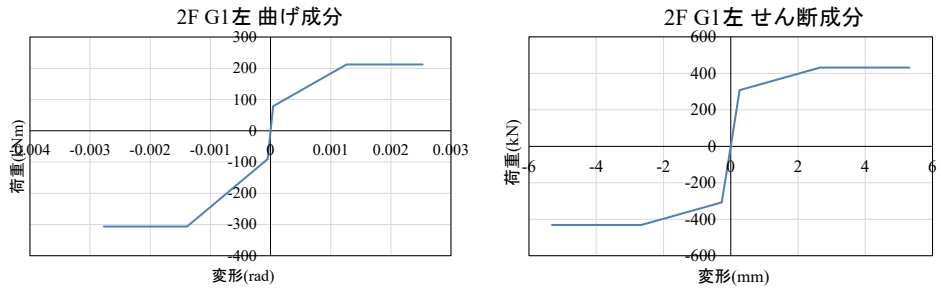


(p) 2FG10 右端

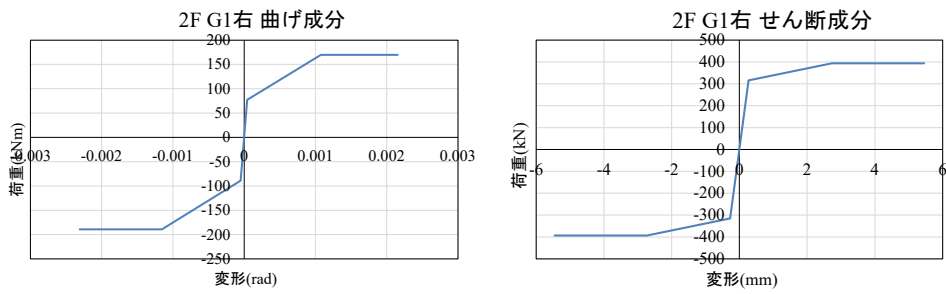
図 7.5.1-19 壁梁 骨格曲線

(1)-c 腰壁付き壁梁部材

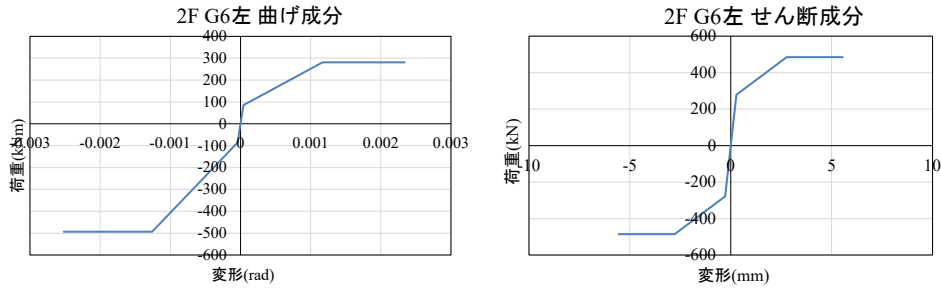
前述の式にて算定した各モデルの腰壁付き壁梁部材の骨格曲線を示す。



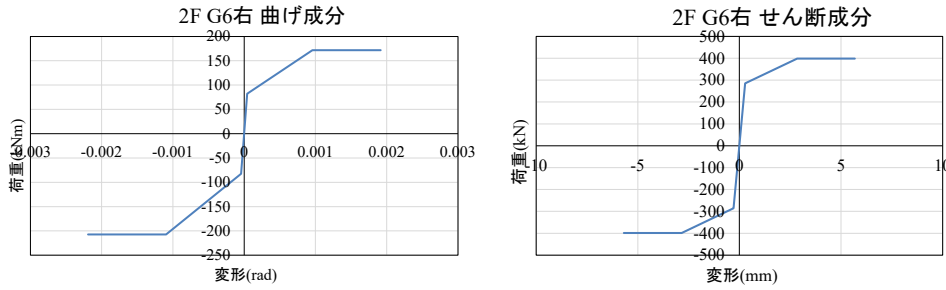
(a) 2FG1 左端



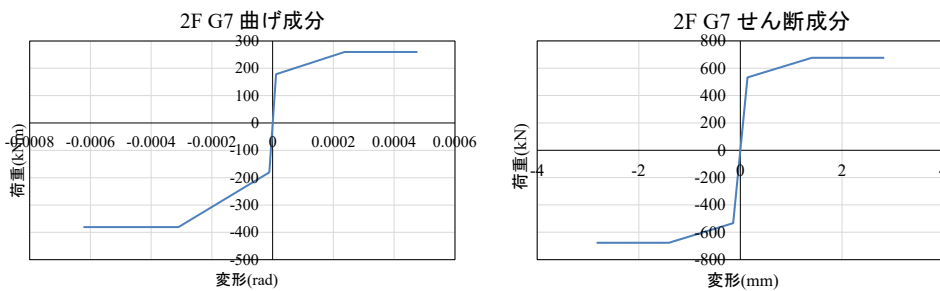
(b) 2FG1 右端



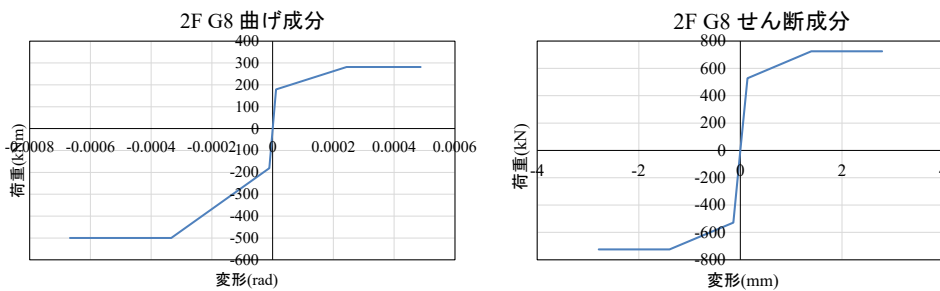
(c) 2FG6 左端



(d) 2FG6 右端



(e) 2FG7



(g) 2FG8

図 7.5.1-20 腰壁付き壁梁 骨格曲線

7.5.2 部分モデル解析結果

以上に示したモデル化手法を用いた結果を以下に示す。

なお、本検討はせん断破壊に着目した建築物の構造性能評価を目的とするため、各モデルは曲げ破壊しないよう曲げばねを弾性としている。終局耐力の差に関しては、直交部材を考慮して耐力壁の耐力を計算する。モデル **a** の終局せん断力は **619kN**、モデル **b** の終局せん断力は **821kN** となった。

各モデルの荷重変形関係、ヒンジ図を以下に示す。

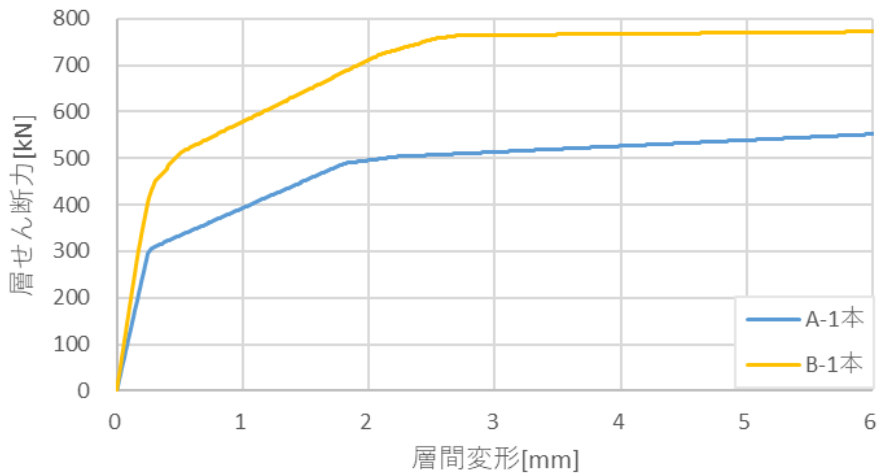


図 7.5.2-1 部材モデル荷重変形関係比較

△ : せん断ひび割れ, ▲ : せん断破壊, ○ : 曲げひび割れ

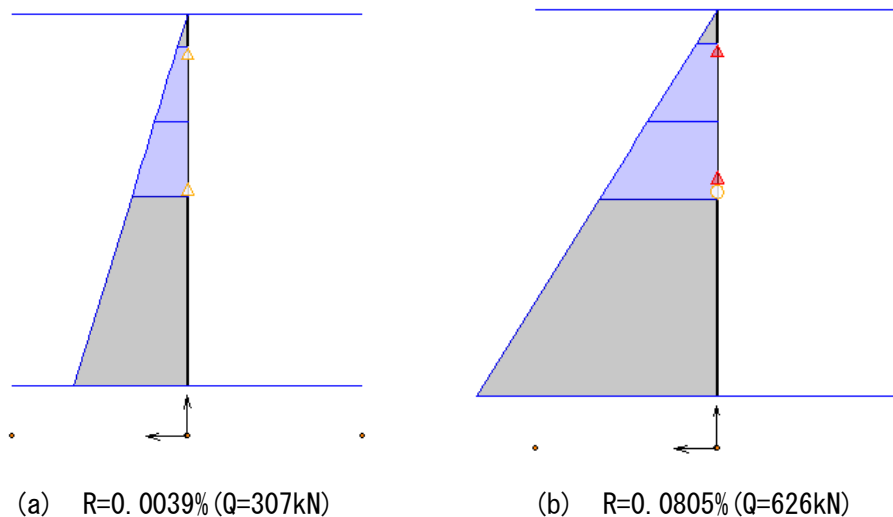


図 7.5.2-2 モデル a ヒンジ図

△ : せん断ひび割れ, ▲ : せん断破壊, ○ : 曲げひび割れ, ● : 曲げ破壊

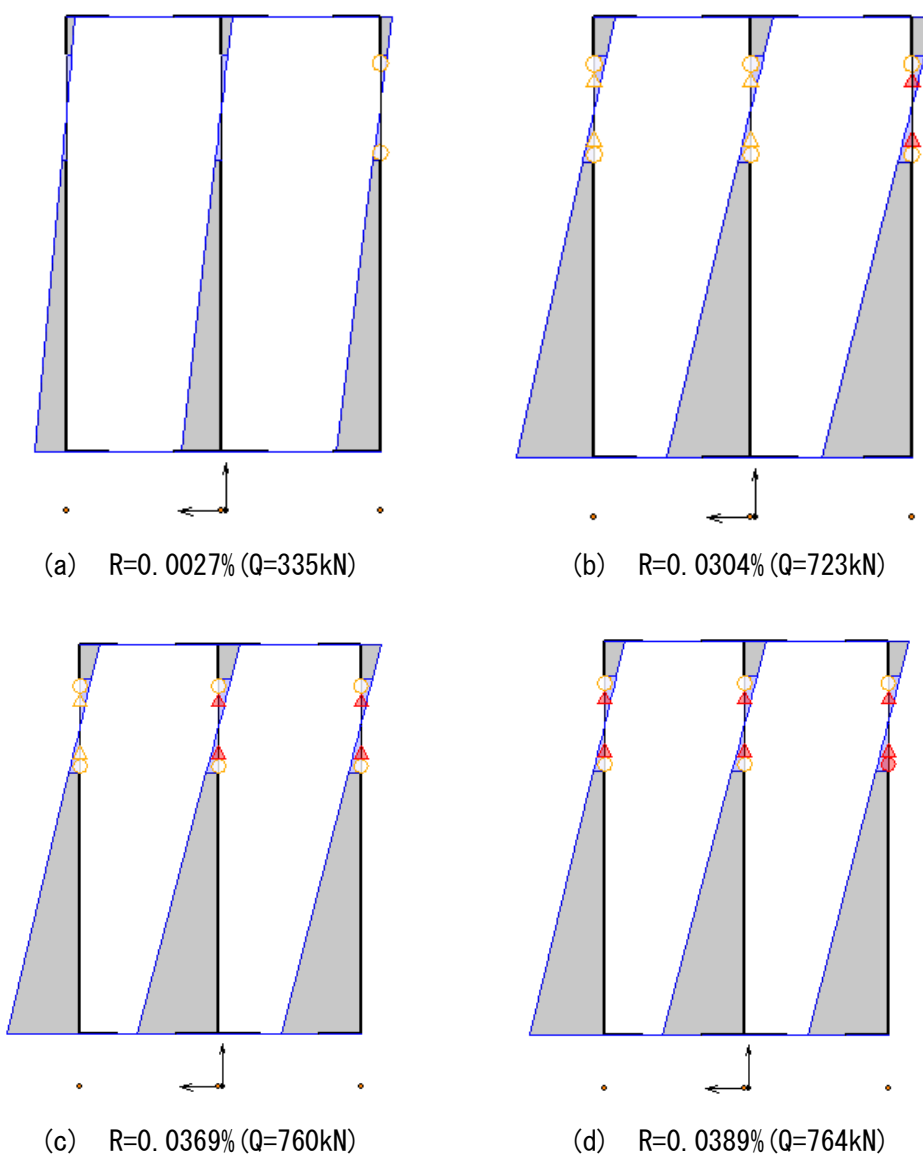


図 7.5.2-3 モデル b ヒンジ図

7.5.3 全体モデルの桁行方向解析結果

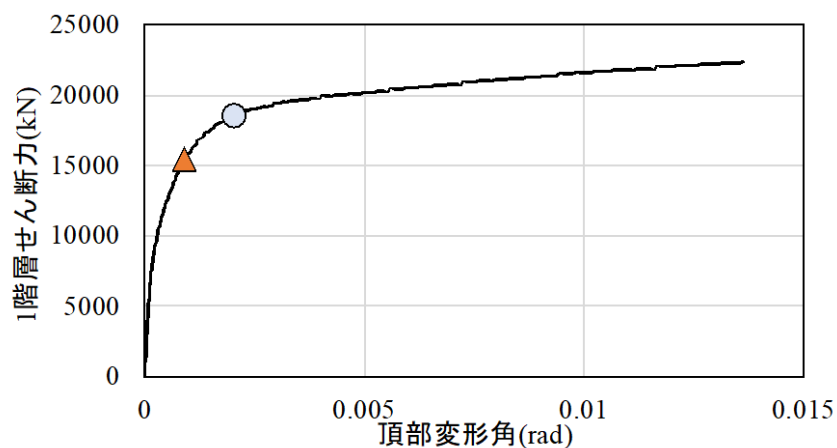
7.5.3.1 荷重変形曲線

解析パラメータを表 7.5.3-1 に示す。増分解析結果から得られた 1 階層せん断力-頂部変形曲線を図 7.5.3-1 に、ベースシア係数-頂部変形曲線を図 7.5.3-2 に示す。

部分モデルにてモデル X-B の最大せん断力がモデル X-A の最大力を上回っていたが、全体モデルにおいても同様の傾向を確認した。また反曲点高さの違いにより、モデル X-0 の最大せん断力はモデル X-B の最大せん断力を上回る結果となった。

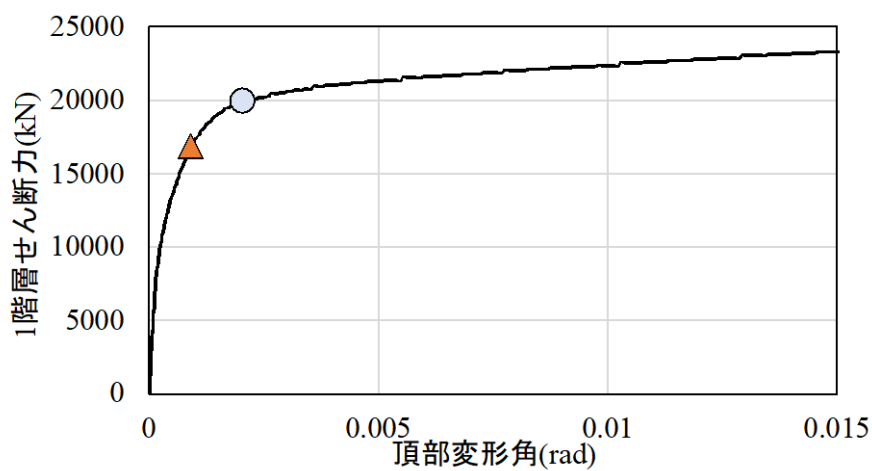
表 7.5.3-1 モデル一覧

モデル名称	加力方向	モデル概要
モデル X-A	桁行方向	W9,W10,W11 を一枚の有開口耐力壁とする
モデル X-B		W9,W10,W11 を 3 枚の耐力壁とする



▲ : 耐力壁初せん断破壊, ● : 壁梁初せん断破壊

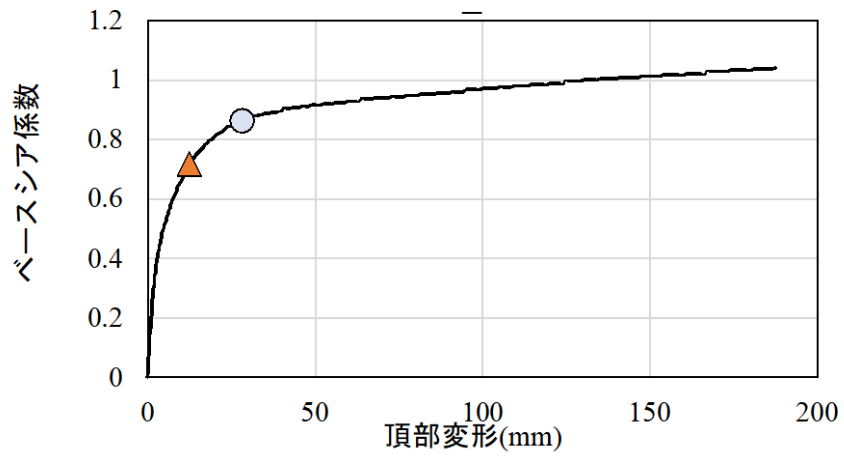
(a) モデル X-A



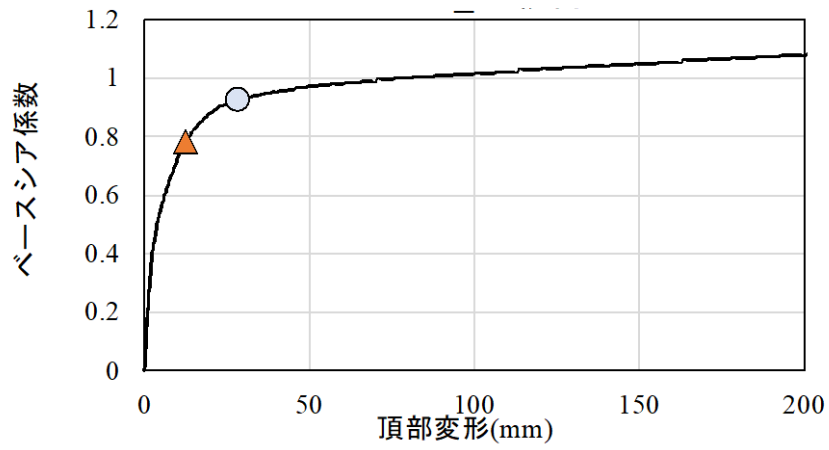
▲ : 耐力壁初せん断破壊, ● : 壁梁初せん断破壊

(b) モデル X-B

図 7.5.3-1 1階層せん断力-頂部変形曲線



(a) モデル X-A

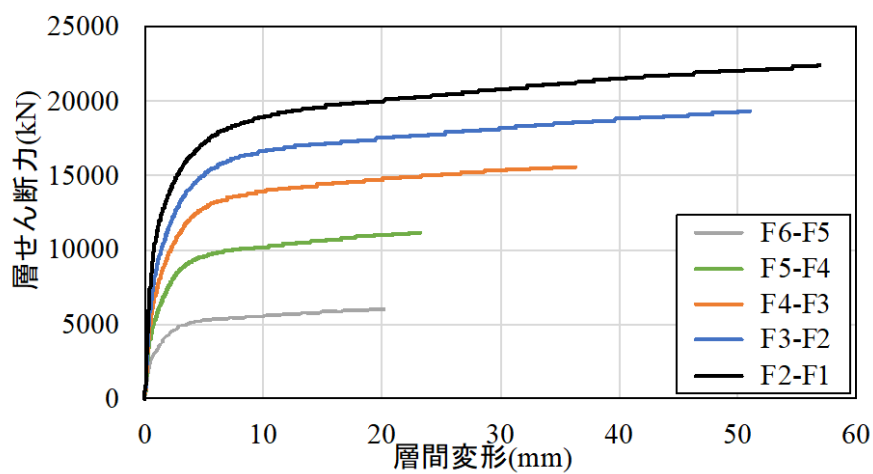


(b) モデル X-B

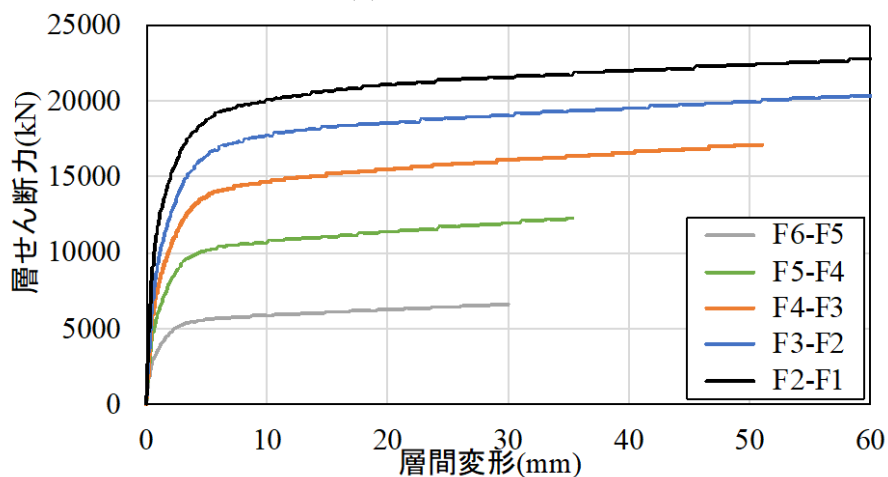
図 7.5.3-2 ベースシア係数-頂部変形関係

7.5.3.2 層せん断力-層間変形曲線

増分解析結果から得られた層せん断力-層間変形曲線を図7.5.3-3に示す。



(a) モデル X-A

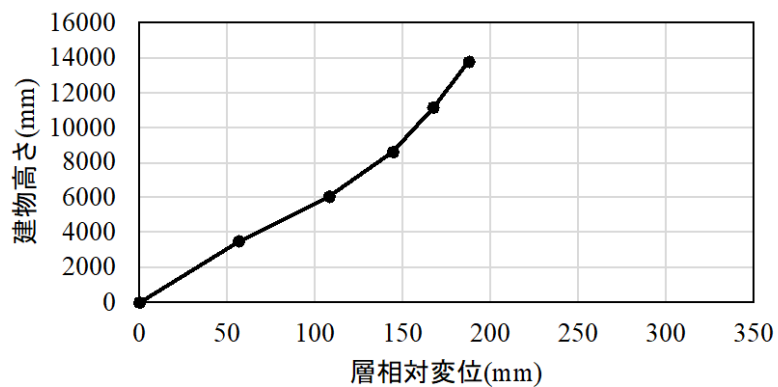


(b) モデル X-B

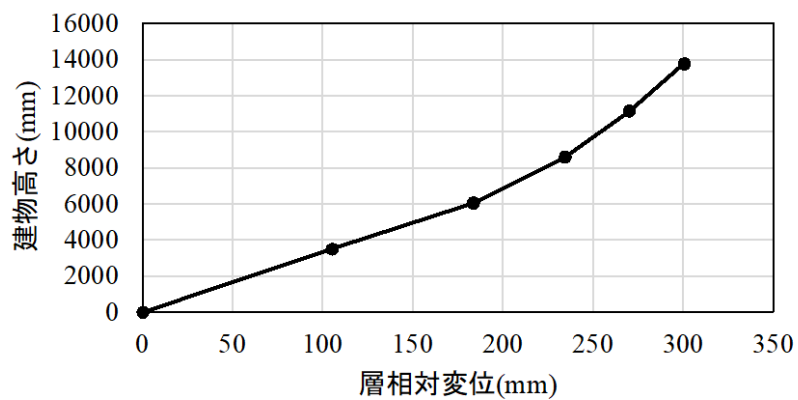
図7.5.3-3 層せん断力-層間変形曲線

7.5.3-3 水平変位分布

増分解析結果から得られた水平変位分布を図 7.5.3-4 に示す。



(a) モデル X-A



(b) モデル X-B

図 7.5.3-4 層相対変位分布

7.5.3.4 保有水平耐力の確認

保有水平耐力 Q_u は耐力壁のせん断破壊する時点とし、初めてせん断破壊した耐力壁はすべて1階でモデルX-AでW8A、モデルX-BでW10である。また必要保有水平耐力 Q_{un} 算定時、 D_s は壁式規準^{7.5-2)}、 F_{es} は技術基準解説書^{7.5-1)}に基づき算定を行い、 $D_s = 0.55$ 、 $F_{es} = 1.0$ とした。地震時層せん断力 Q_{ud} の算出に関しては7.4節の式(7.4.2)を参考されたい。

表 7.5.3-1 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

(a) モデルX-A

階	D_s	F_{es}	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
			kN	kN	kN	
5	0.55	1.00	5807	3194	4150	1.30
4			10785	5932	7700	1.30
3			15059	8282	10700	1.29
2			18577	10217	13300	1.30
1			21524	11838	15400	1.30

(b) モデルX-B

階	D_s	F_{es}	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
			kN	kN	kN	
5	0.55	1.00	5807	3194	4520	1.42
4			10785	5932	8400	1.42
3			15059	8282	11700	1.41
2			18577	10217	14500	1.42
1			21524	11838	16800	1.42

表 7.5.3-2 耐力壁のせん断破壊時と最大層間変形角 1/200 の時点の水平力

(a) モデル X-A

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	126	485
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4150	5300
4	7700	9850
3	10700	13800
2	13300	17000
1	15400	19700

(b) モデル X-B

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	126	516
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4520	5640
4	8400	10500
3	11700	14600
2	14500	18100
1	16800	20900

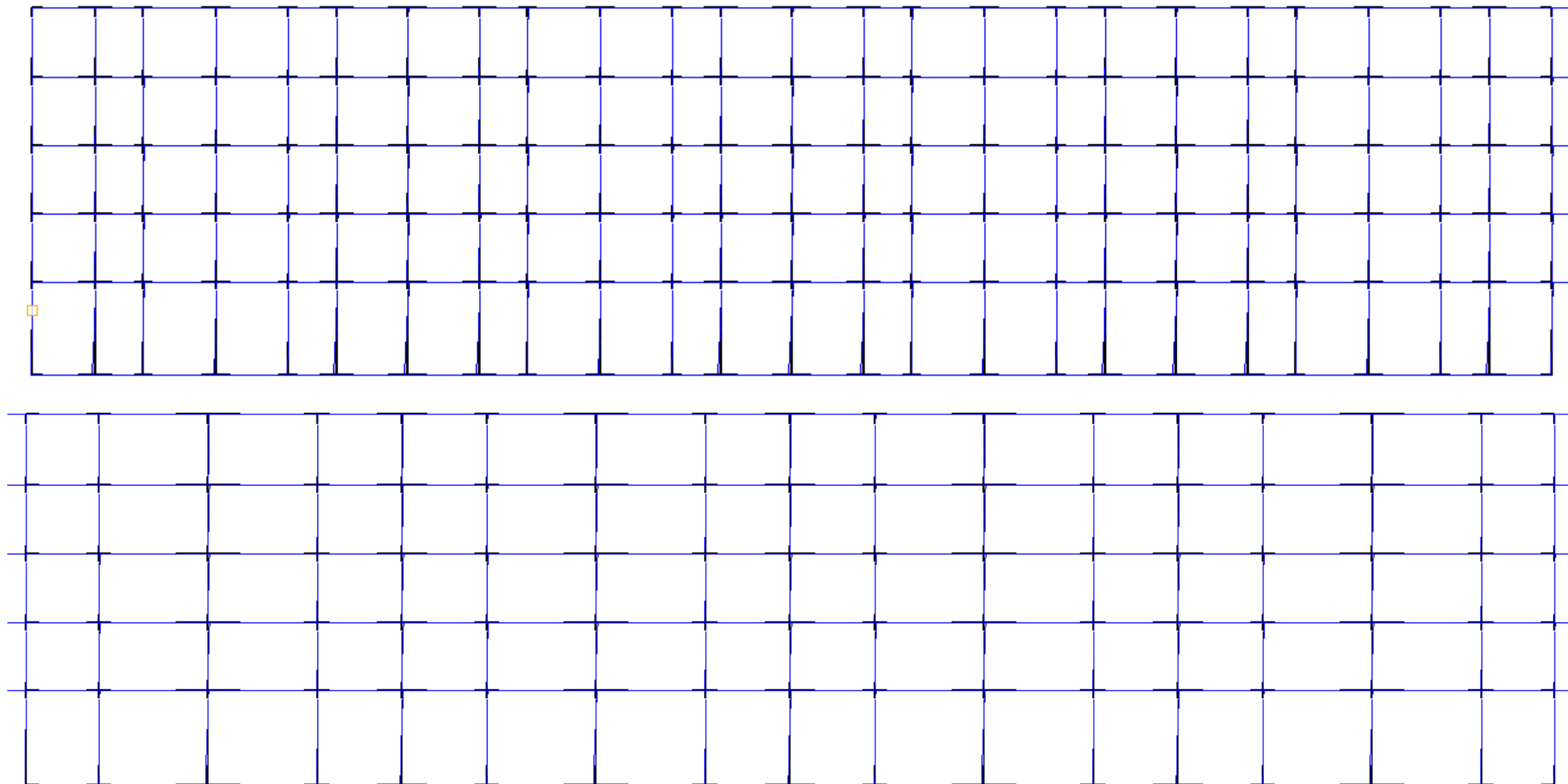
7.5.3.5 機構図

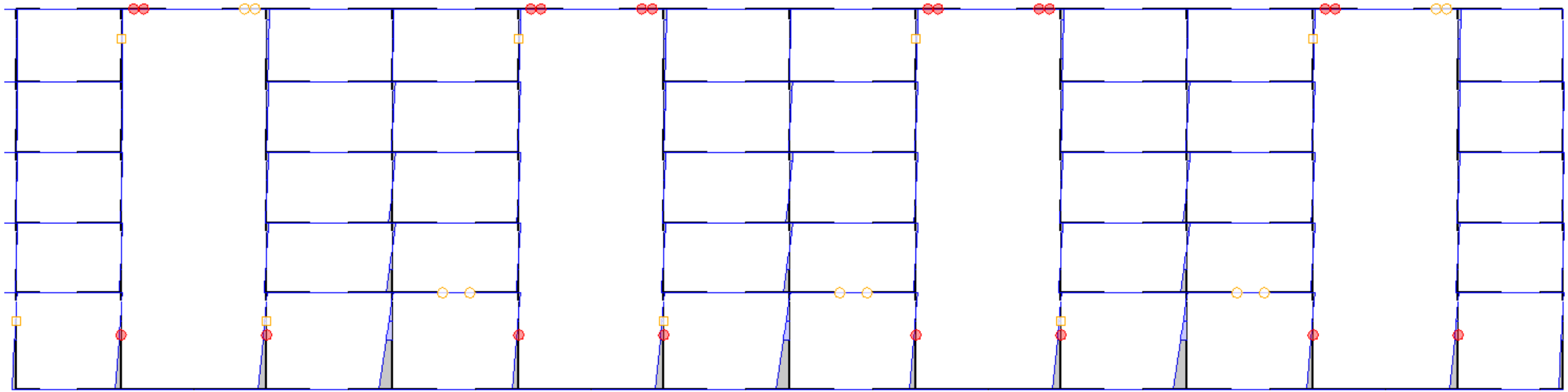
増分解析結果から得られた機構図を図7.5.3-5から図7.5.3-7に示す。

用いた記号は以下の通り。

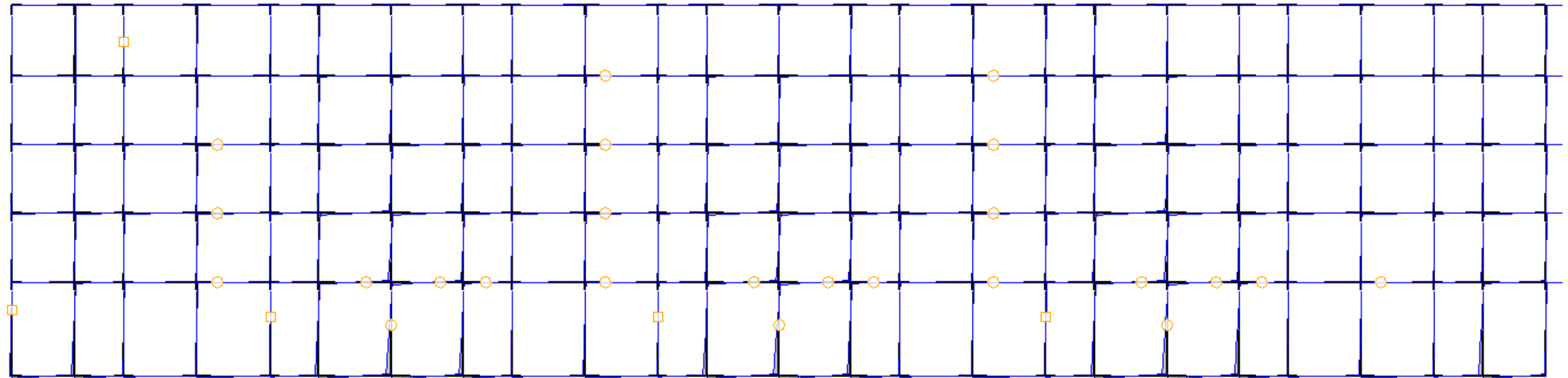
- ：曲げひび割れ強度に到達
- ：曲げひび割れ強度に到達
- △：せん断ひび割れ強度に到達
- ▲：せん断終局強度に到達

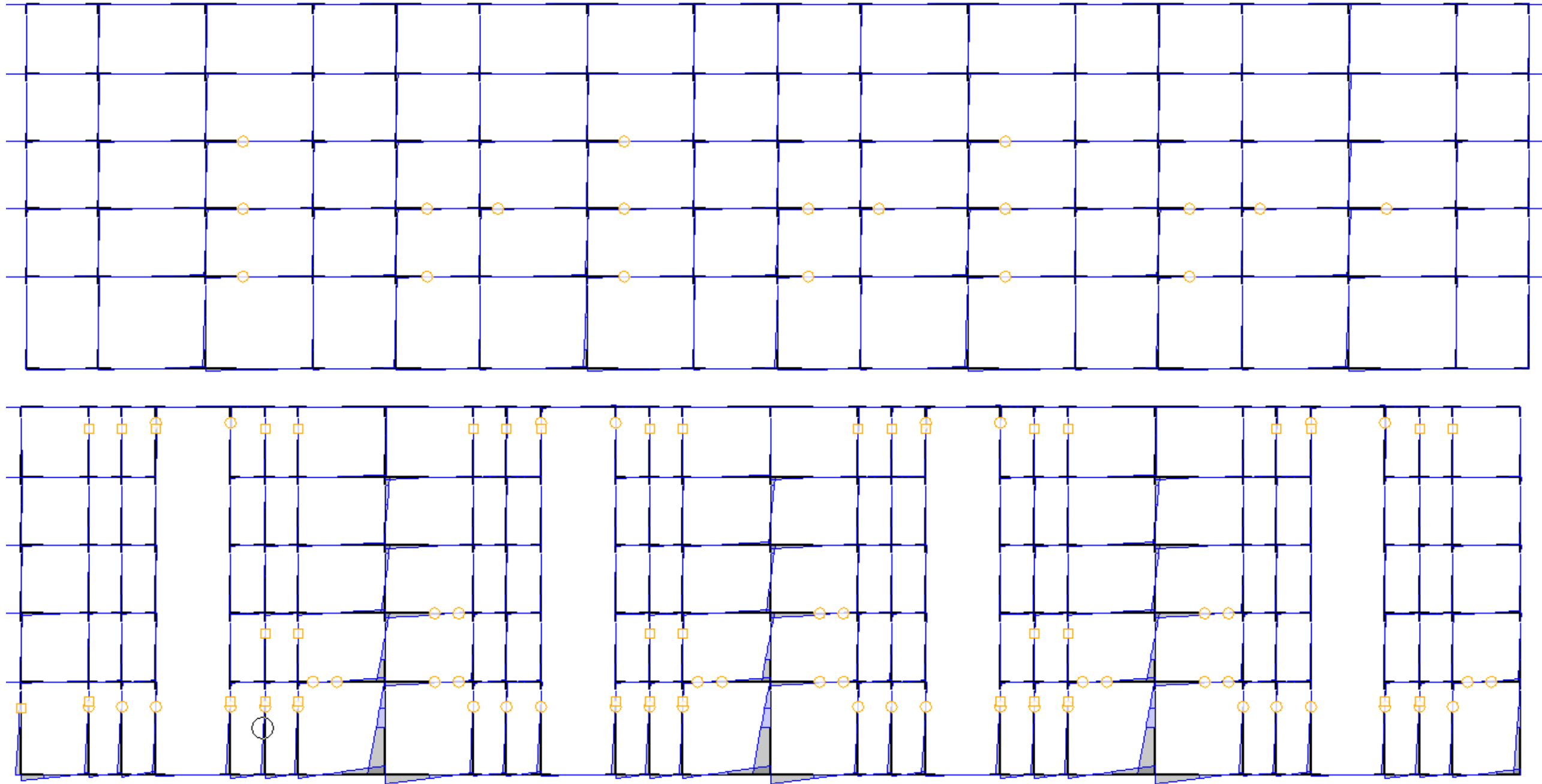
7.5.3.5.1 ベースシア係数が0.2の時





(a) モデル X-A(上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)

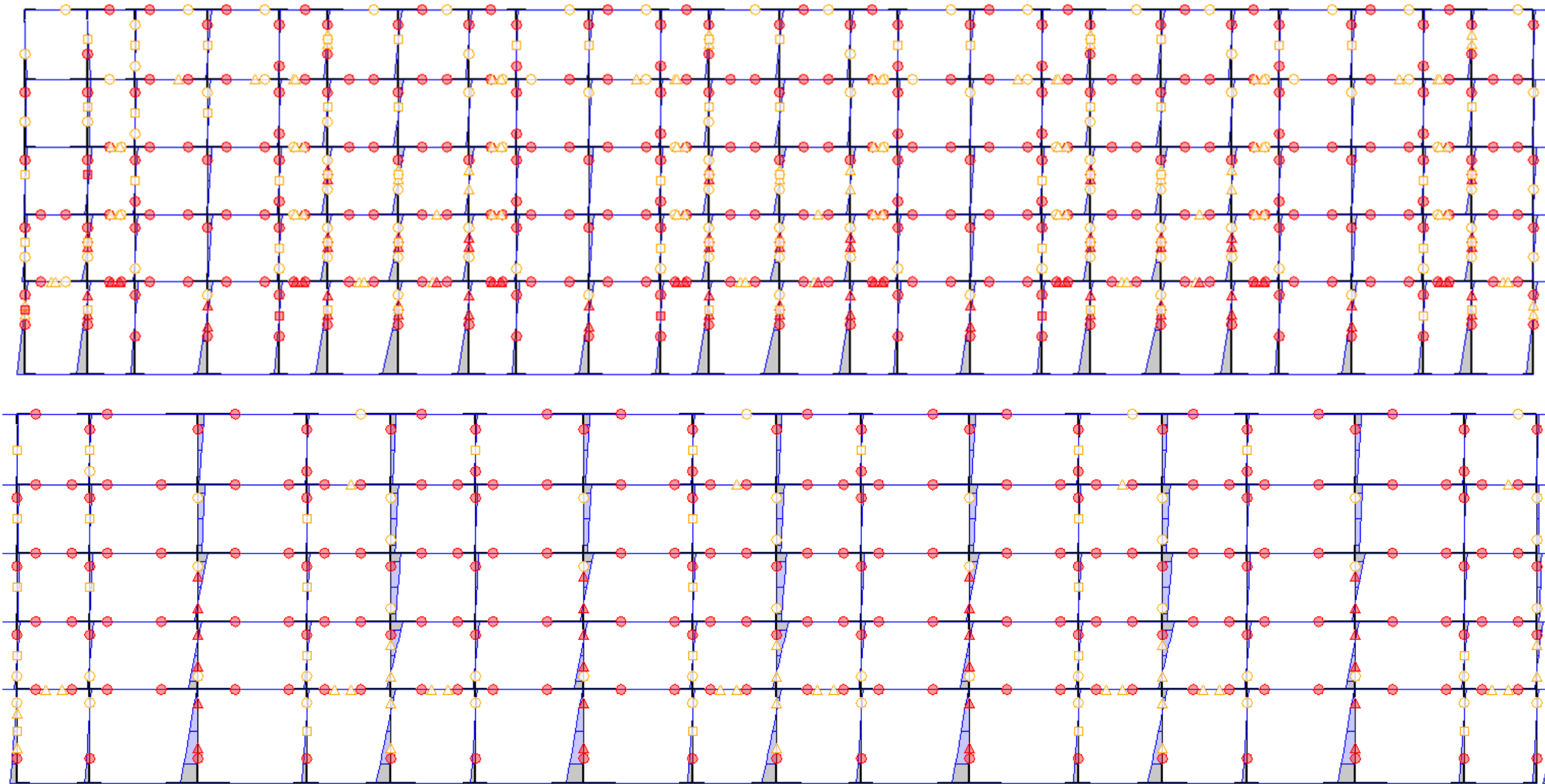


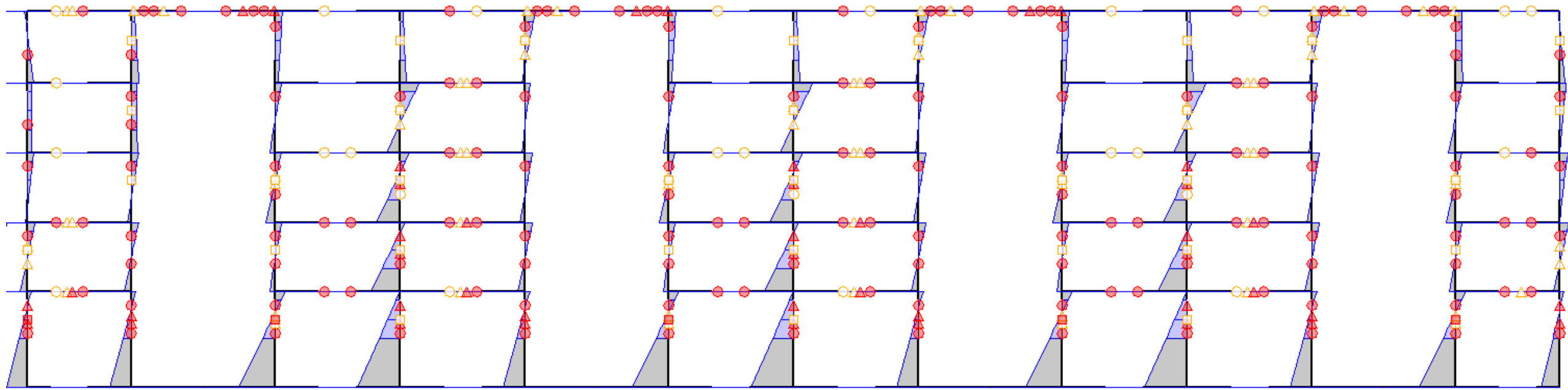


(b)モデル X-B(上: Y0, 中: Y1, 下: Y2)

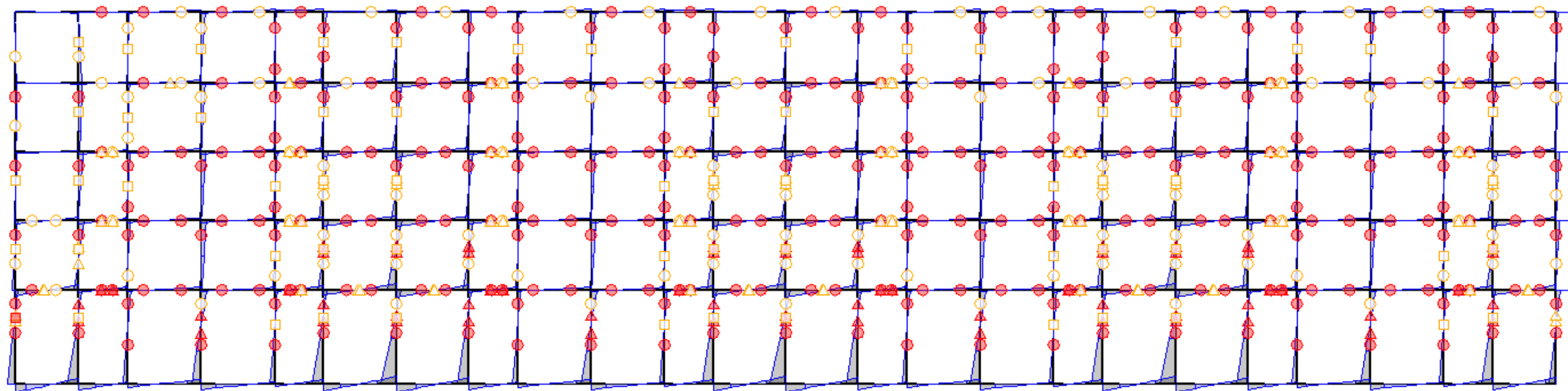
図 7.5.3-5 機構図(ベースシア係数 0.2)

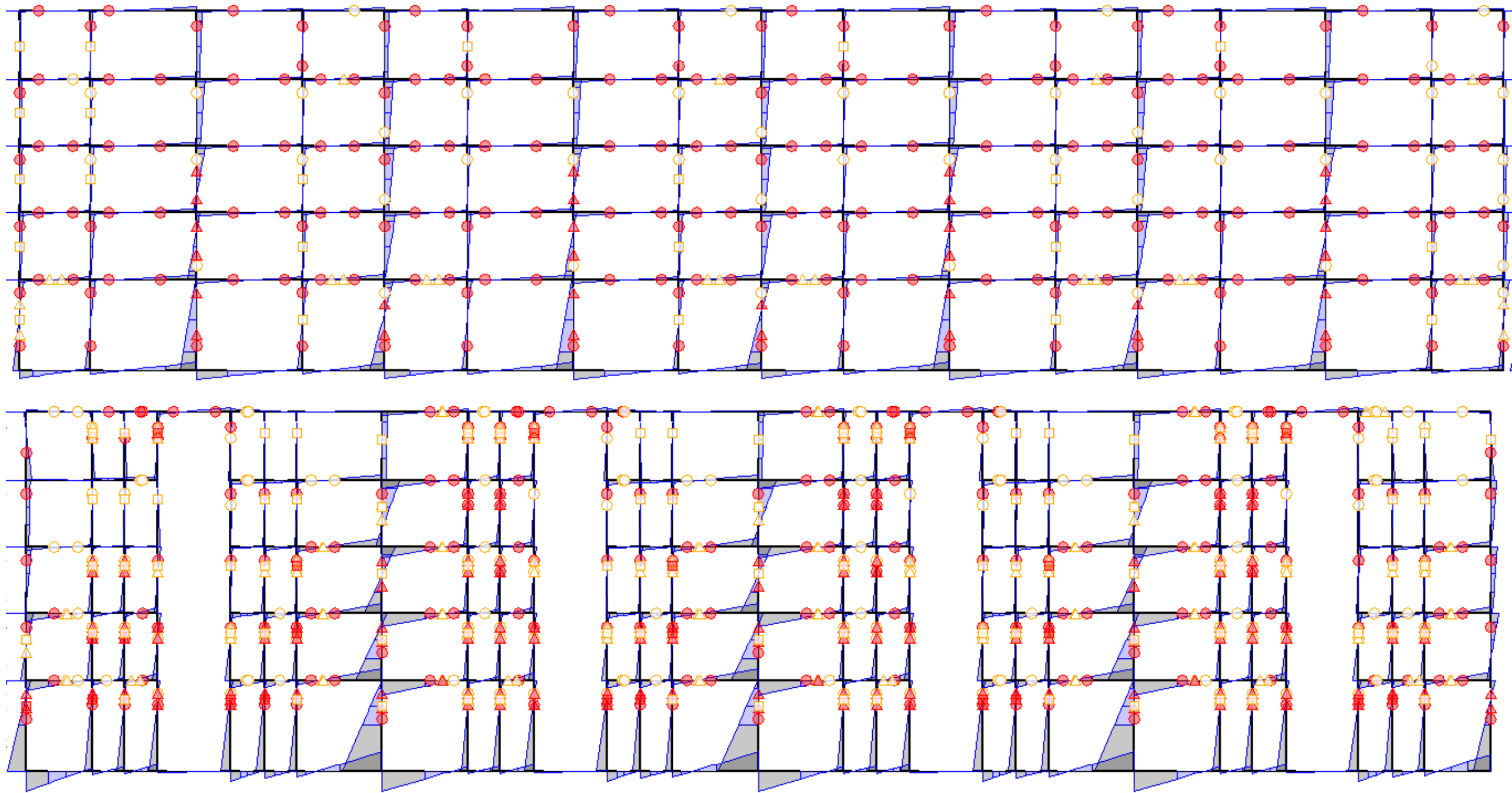
7.5.3.5.2 ベースシア係数が 1.0 の時





(a) モデル X-A(上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)

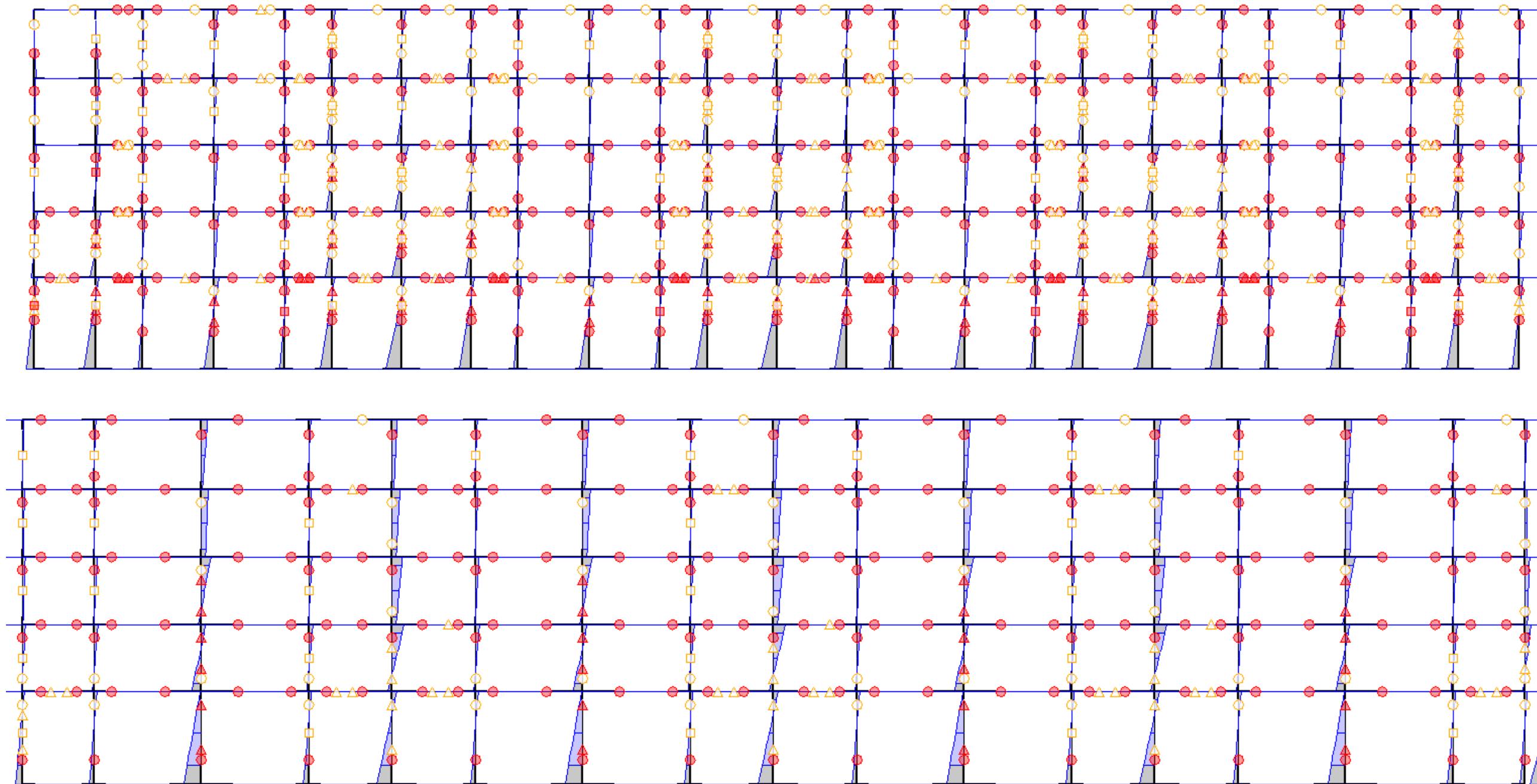


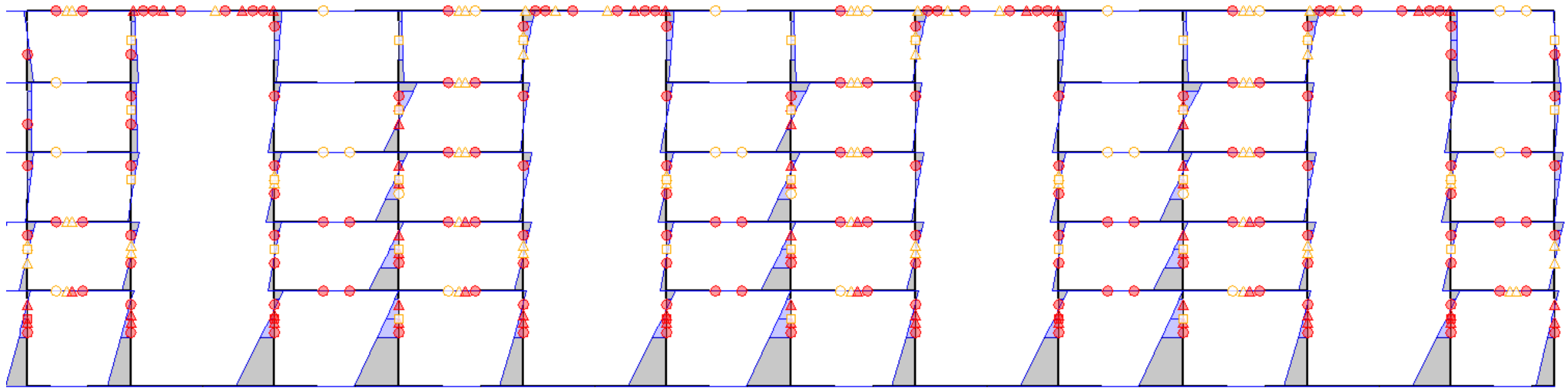


(b)モデル X-B(上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)

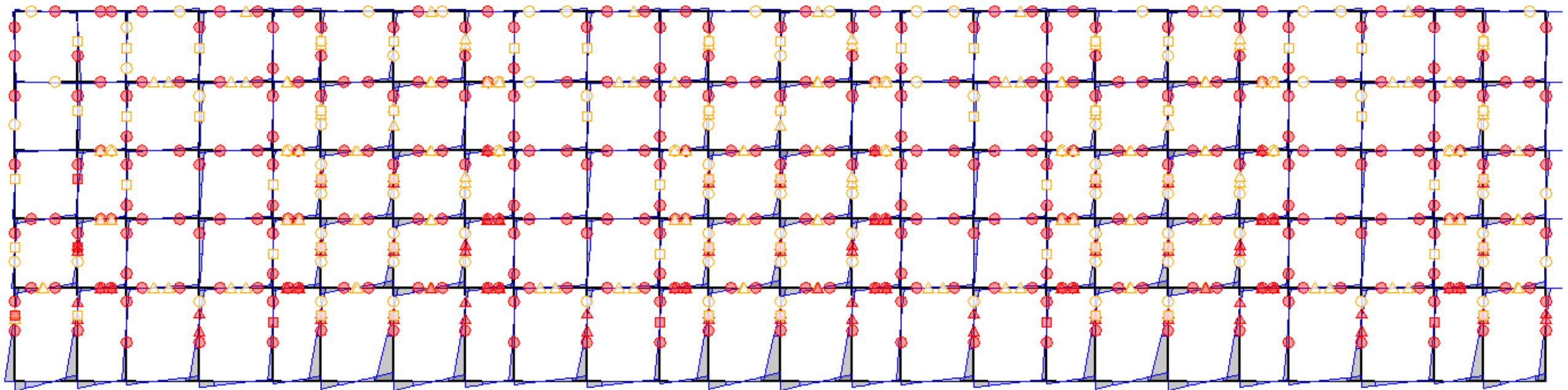
図 7.5.3-6 機構図(ベースシア係数 1.0)

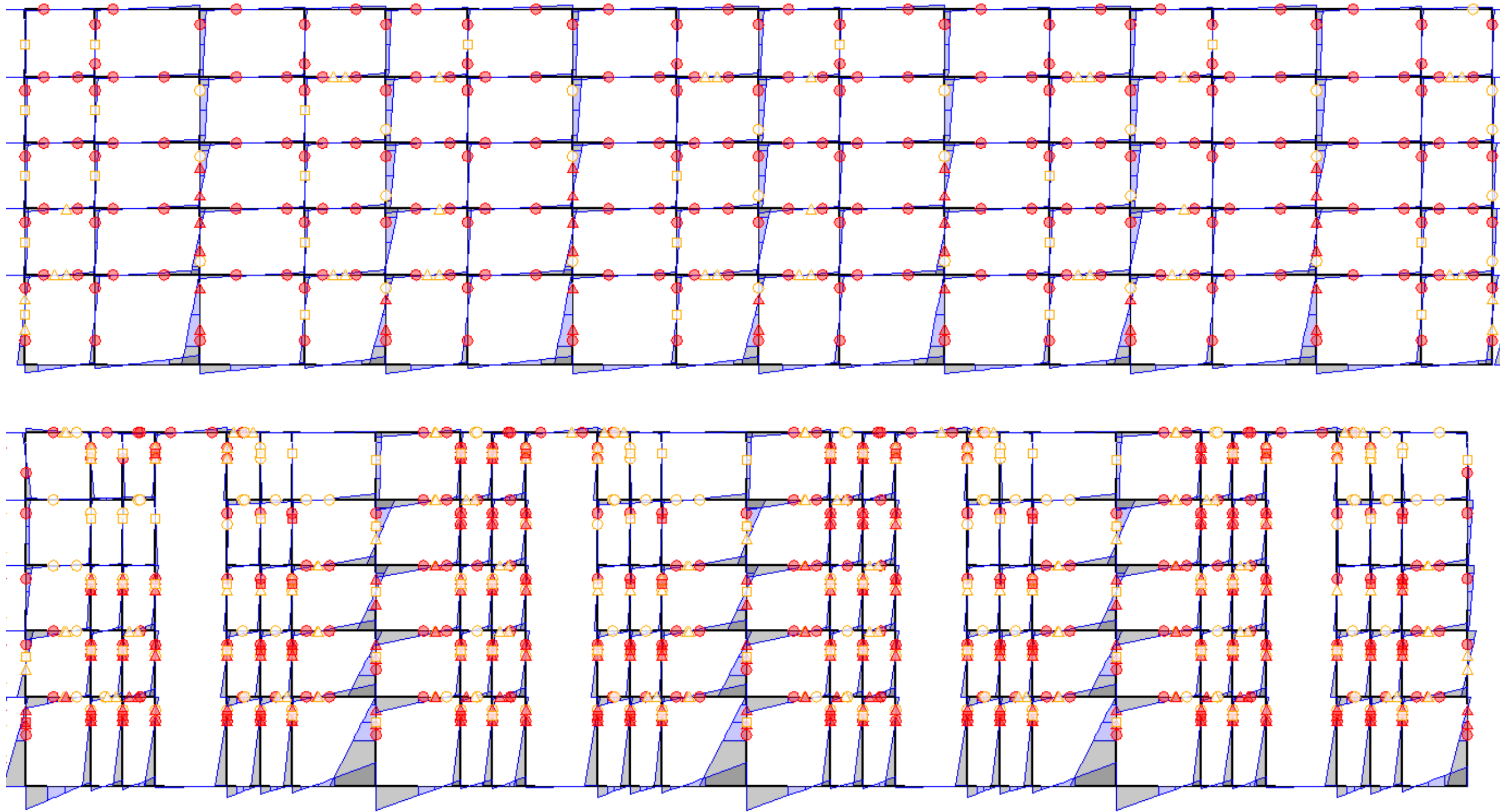
7.5.3.5.3 全体変形角 $R=0.03\text{rad}$ の時





(a) モデル X-A (上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)





(b) モデル X-B(上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)

図 7.5.3-7 機構図(全体変形角 $R=0.03\text{rad}$)

7.5.4 全体モデルの張間方向解析結果

7.5.4.1 荷重変形曲線

解析パラメータを表 7.5.4-1 に示す。増分解析結果から得られた 1 階層せん断力-頂部変形曲線を図 7.5.4-1 に、ベースシア係数-頂部変形曲線を図 7.5.4-2 に示す。

図 7.5.4-1(a)より、1 階層せん断力について全モデルを比較するとモデル C が大幅に小さい。また図 7.5.4-1(b)より、モデル Y-B1 とモデル Y-B2 を比較すると頂部変形 0.05%近傍では僅かにモデル Y-B1 の剛性が高い。これは、モデル Y-B1 の 1 本柱曲げばねを評価する際の範囲が直交部材と重複していることが影響している。

表 7.5.4-1 モデル一覧

モデル名称	ピン柱	1 本柱曲げばね評価範囲
モデル Y-A	剛	
モデル Y-B1	直交部材考慮	面内壁と直交壁(有効幅考慮)
モデル Y-B2		面内壁のみ
モデル Y-C	ピン柱なし	

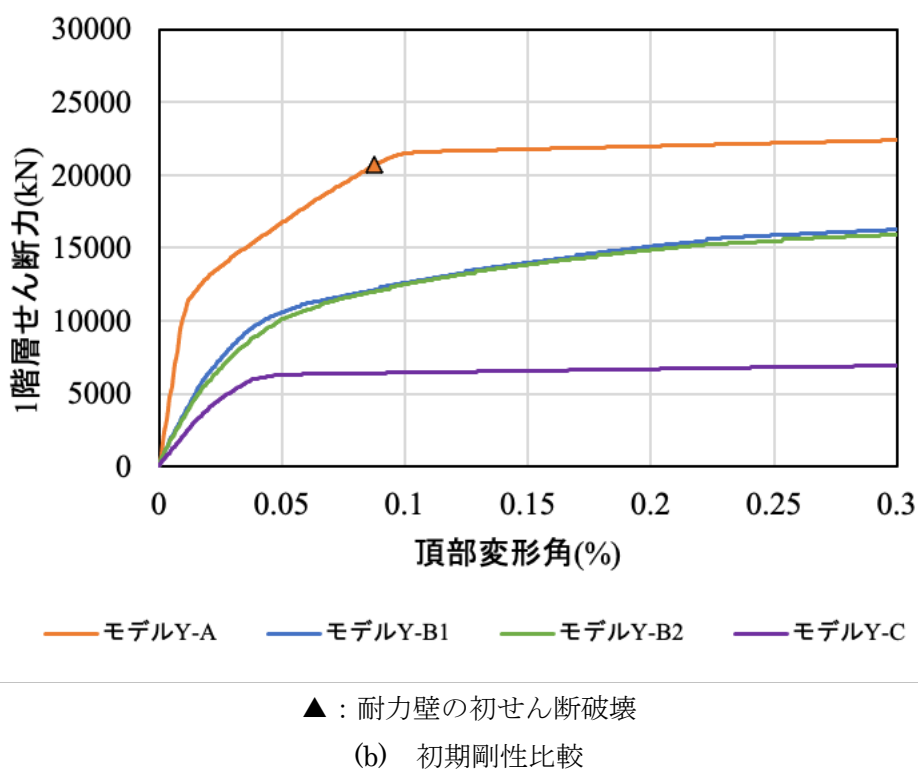
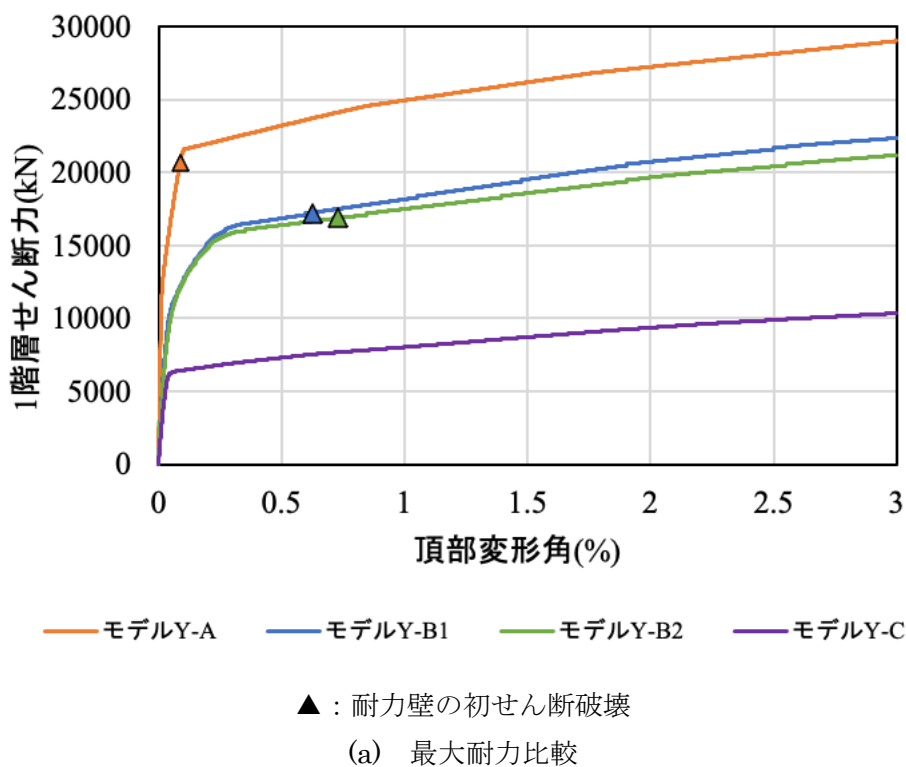
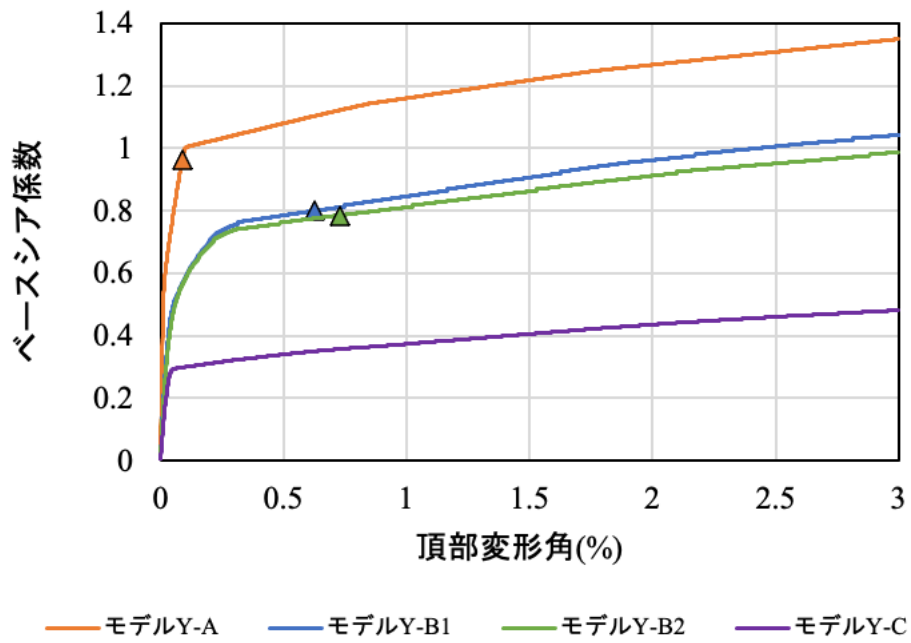


図 7.5.4-1 1階層せん断力-頂部変形関係

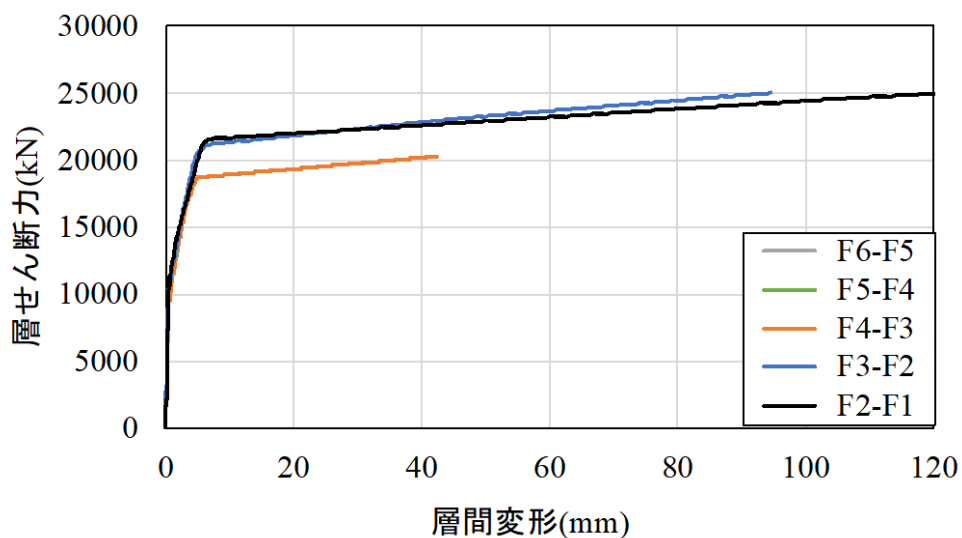


▲ : 耐力壁の初せん断破壊

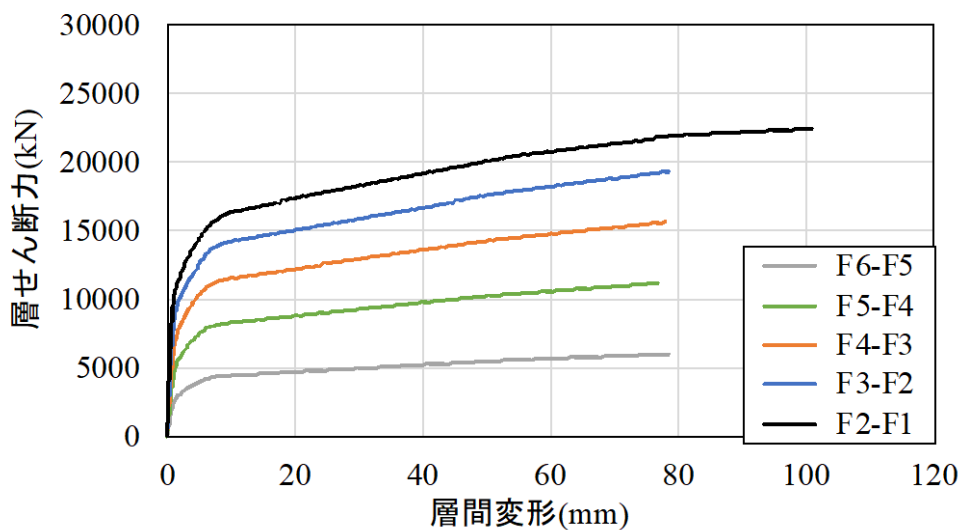
図 7.5.4-2 ベースシア係数-頂部変形関係

7.5.4.2 層せん断力-層間変形曲線

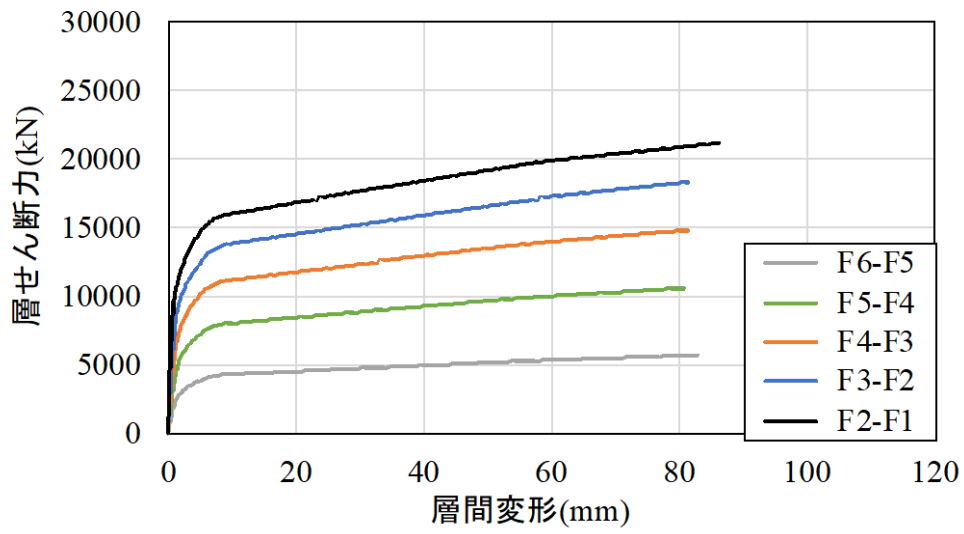
増分解析結果から得られた層せん断力-層間変形曲線を図7.5.4-3に示す。



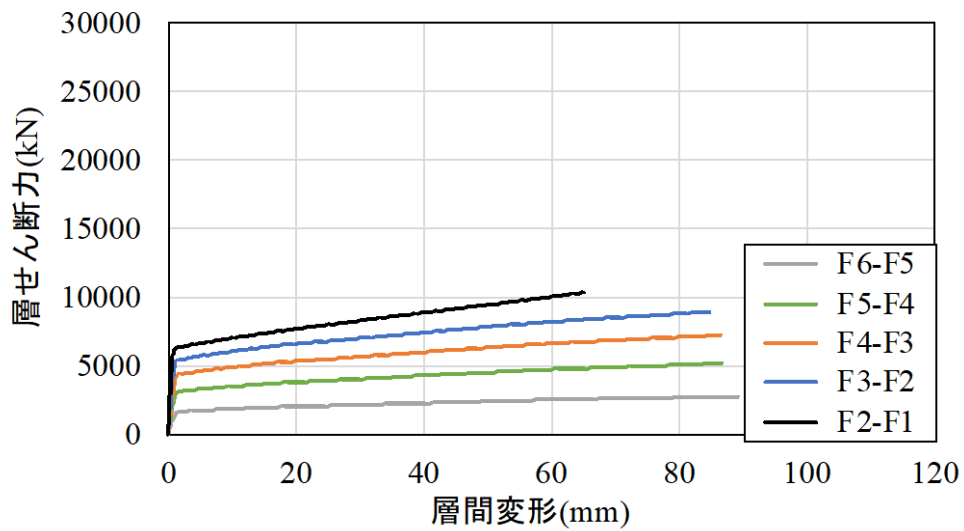
(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



(c) モデル Y-B2



(d) モデル Y-C

図 7.5.4-3 層せん断力-層間変形曲線

7.5.4.3 水平変位分布

増分解析結果から得られた各層のベースシア係数 0.2 時点の水平変位分布を図 7.5.4-4 に、最大水平変位分布を図 7.5.4-5 に示す。

モデル Y-A は下層階に変形が集中しており、せん断変形が卓越した挙動であることに対し、モデル Y-B1, Y-B2, Y-C の 3 モデルは各階の変形が概ね等しく曲げ変形が卓越した挙動であることを確認できる。

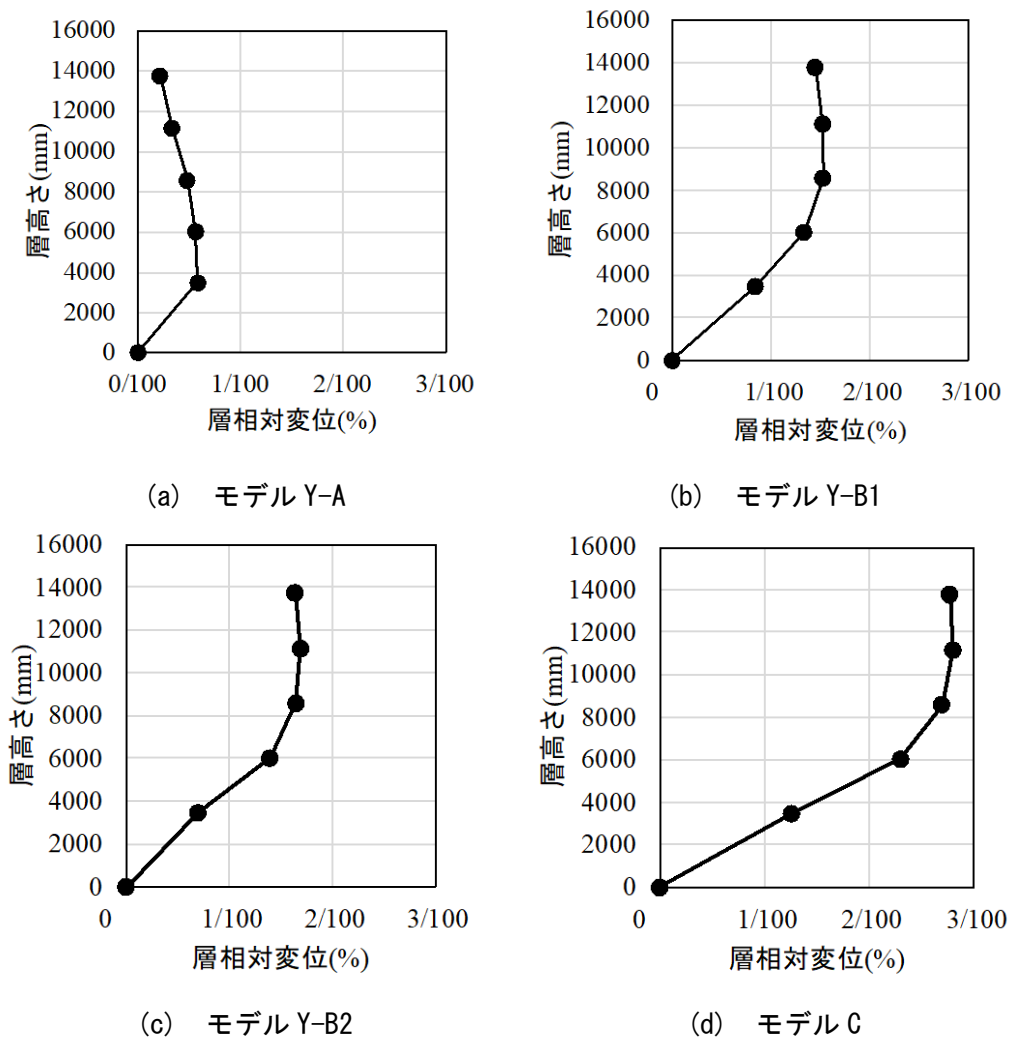
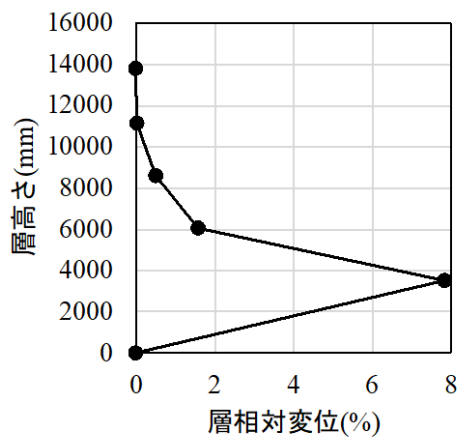
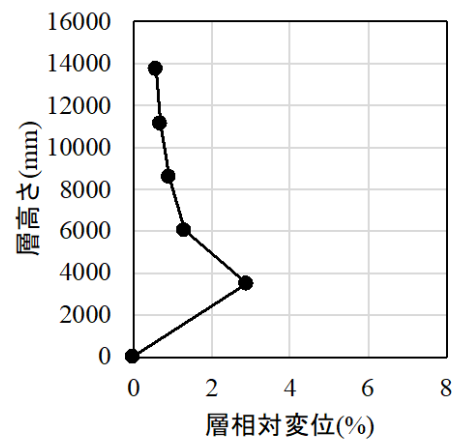


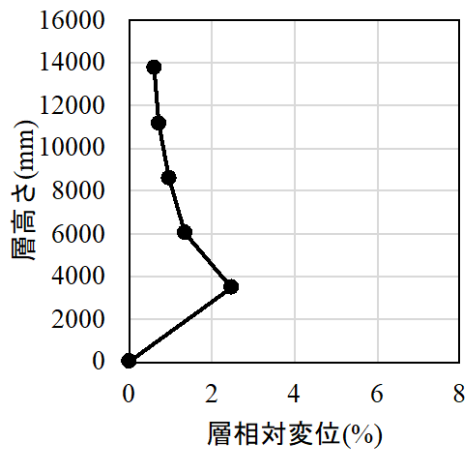
図 7.5.4-4 ベースシア係数 0.2 の時点各層水平変位分布



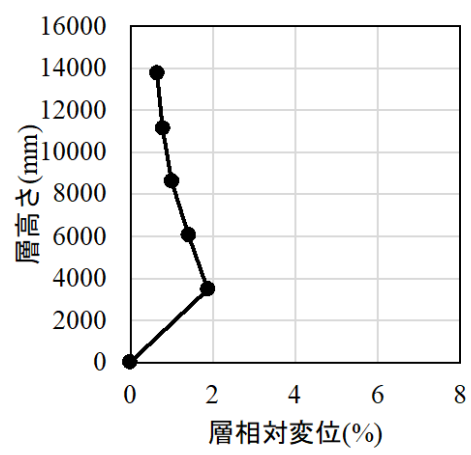
(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



(c) モデル Y-B2



(d) モデル C

図 7.5.4-5 最大点各層水平変位分布

7.5.4.4 保有水平耐力の確認

保有水平耐力 Q_u は耐力壁のせん断破壊する時点か、せん断破壊が先行しない場合は最大層間変形角 1/200 の時点の水平力とする。なお、初めてせん断破壊する部材はモデル Y で 1 階の W14, モデル Y-B1 と Y-B2 で 1 階の W13, モデル Y-C では確認されなかった。また必要保有水平耐力 Q_{un} 算定時、 D_s は壁式規準 7.5-2), F_{es} は技術基準解説書 7.5-1)に基づき算定を行い、 $D_s = 0.55$ (耐力壁がせん断破壊しない場合は 0.40), $F_{es} = 1.0$ とした。地震時層せん断力 Q_{ud} の算出に関しては 7.4 節の式(7.4.2)を参考されたい。表 7.5.4-5 より、モデル Y, モデル Y-B1, モデル Y-B2 は必要保有水平耐力に対して十分な保有水平耐力を有していることがわかる。実際の地震挙動評価を考慮するとモデル Y-C は過小評価であると考えられる。

表 7.5.4-5 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

(a) モデル Y

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.55	1.00	5807	3194	5666	1.77
4			10785	5932	10524	1.77
3			15059	8282	14694	1.77
2			18577	10217	18127	1.77
1			21524	11838	21003	1.77

(b) モデル Y-B1

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.55	1.00	5807	3194	4650	1.46
4			10785	5932	8630	1.45
3			15059	8282	12000	1.45
2			18577	10217	14900	1.46
1			21524	11838	17200	1.45

(c) モデル Y-B2

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.55	1.00	5807	3194	4560	1.43
4			10785	5932	8470	1.43
3			15059	8282	11800	1.42
2			18577	10217	14600	1.43
1			21524	11838	16900	1.43

(d) モデル Y-C

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.40	1.00	5807	2323	1950	0.84
4			10785	4314	3630	0.84
3			15059	6024	5070	0.84
2			18577	7431	6250	0.84
1			21524	8610	7240	0.84

表 7.5.4-2 耐力壁のせん断破壊時と最大層間変形角 1/200 の時点の水平力

(a) モデル

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	121	256
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	5580	5920
4	10400	11000
3	14500	15300
2	17900	18900
1	20699.8	21939.7

(b) モデル Y-B1

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	861	628
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4650	4520
4	8630	8400
3	12000	11700
2	14900	14500
1	17200	16800

(c) モデル Y-B2

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	1004	628
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4560	4390
4	8470	8160
3	11800	11400
2	14600	14100
1	16900	16300

(d) モデル Y-C

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	0	643
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	-	1950
4	-	3630
3	-	5070
2	-	6250
1	-	7240

7.5.4.5 機構図

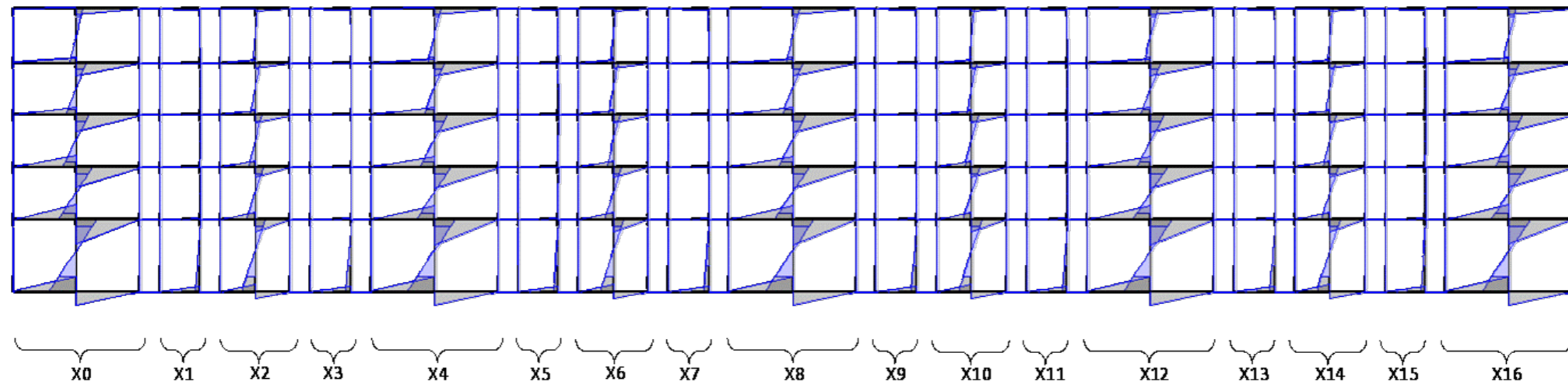
ベースシア係数 0.2 時点、ベースシア係数 0.55（耐力壁がせん断破壊しない場合は 0.40）時点、耐力壁の初せん断破壊時について、増分解析結果から得られた機構図を図 7.5.4-6 から図 7.5.4-8 に示す。

なお、紙面の都合上、モデル Y-C については曲げモーメントが大きく表示されるため、倍率を乗じて小さく示している。

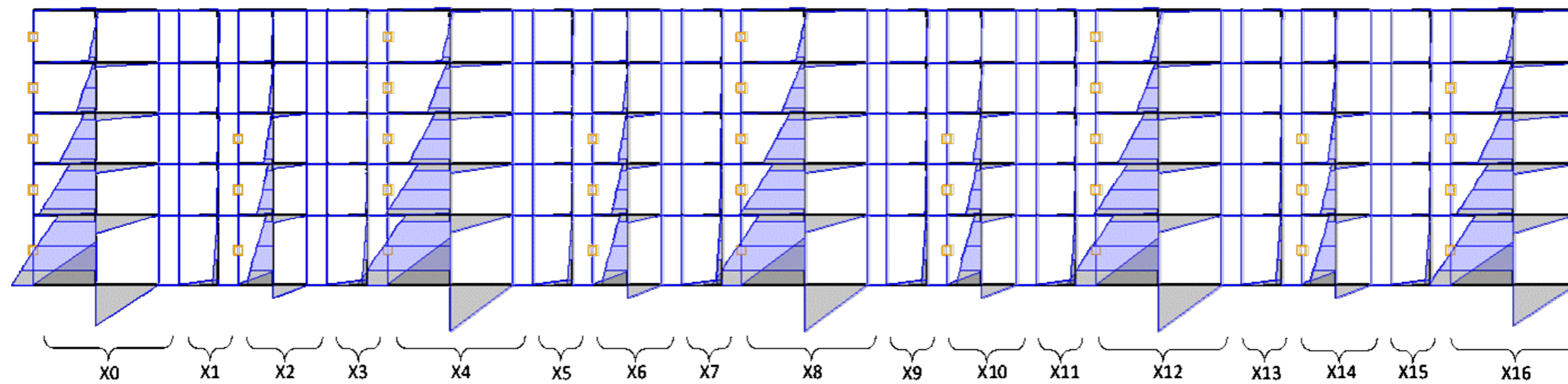
用いた記号は以下の通り。

- ：曲げひび割れ強度に到達
- ：曲げひび割れ強度に到達
- △：せん断ひび割れ強度に到達
- ▲：せん断終局強度に到達

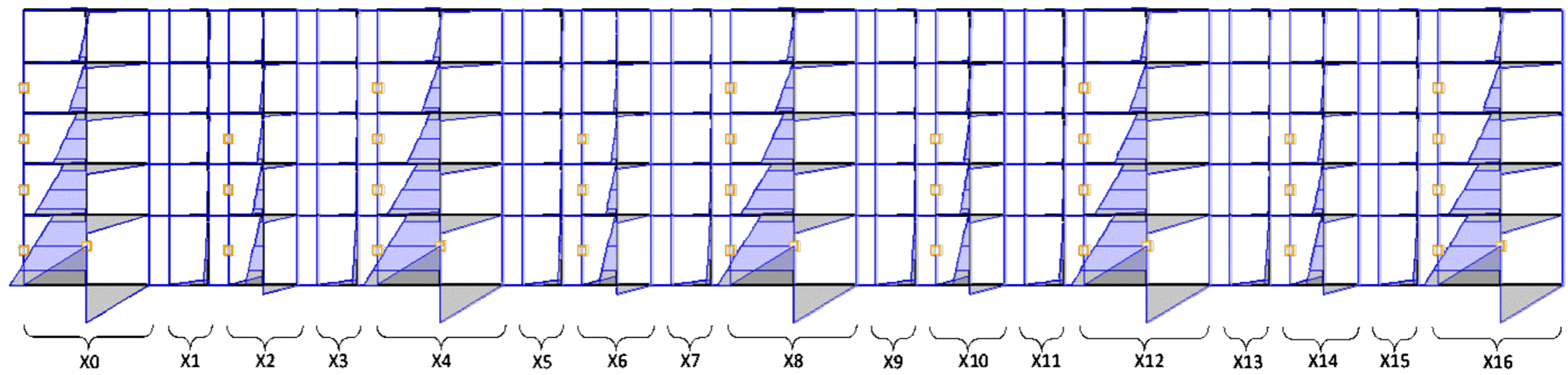
7.5.4.5.1 ベースシア係数が 0.2 の時



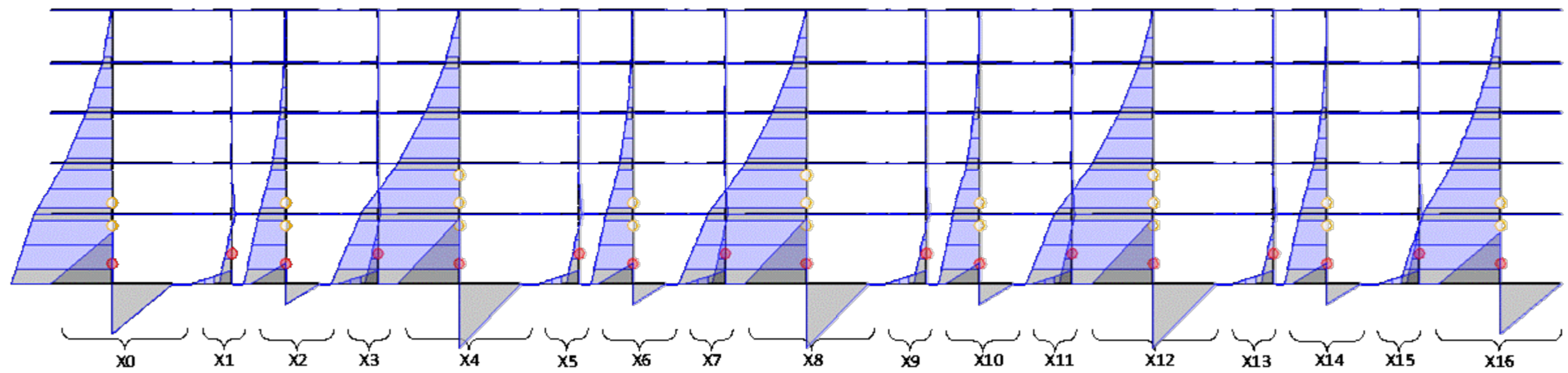
(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



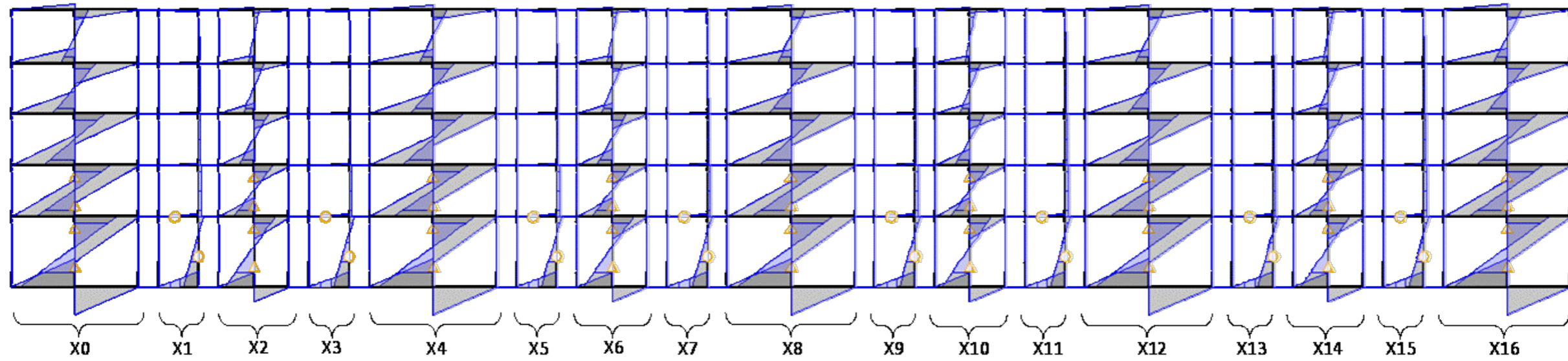
(c) モデル Y-B2



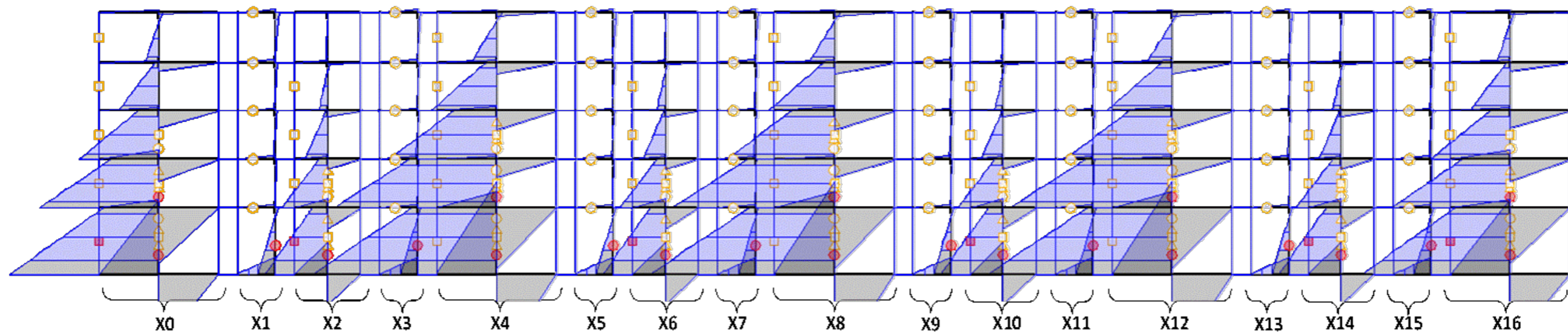
(d) モデル Y-C

図 7.5.4-5 機構図(ベースシア係数が0.2)

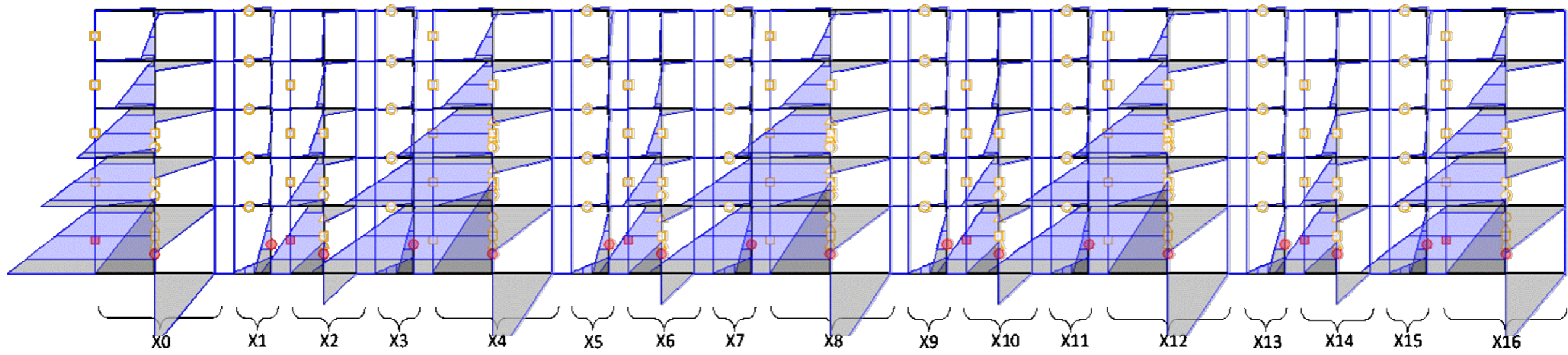
7.5.4.5.2 ベースシア係数が0.55（耐力壁がせん断破壊しない場合は0.40）の時



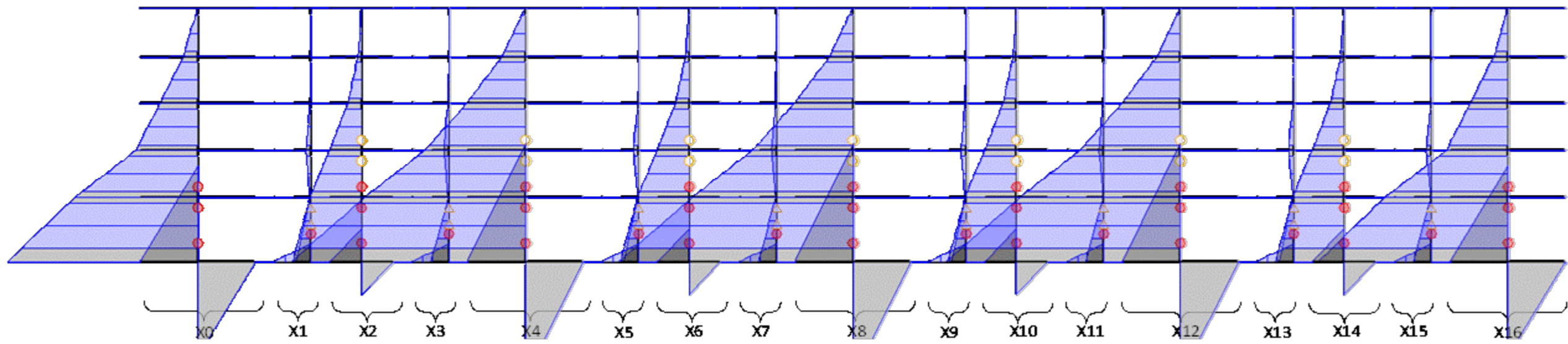
(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



(c) モデル Y-B2

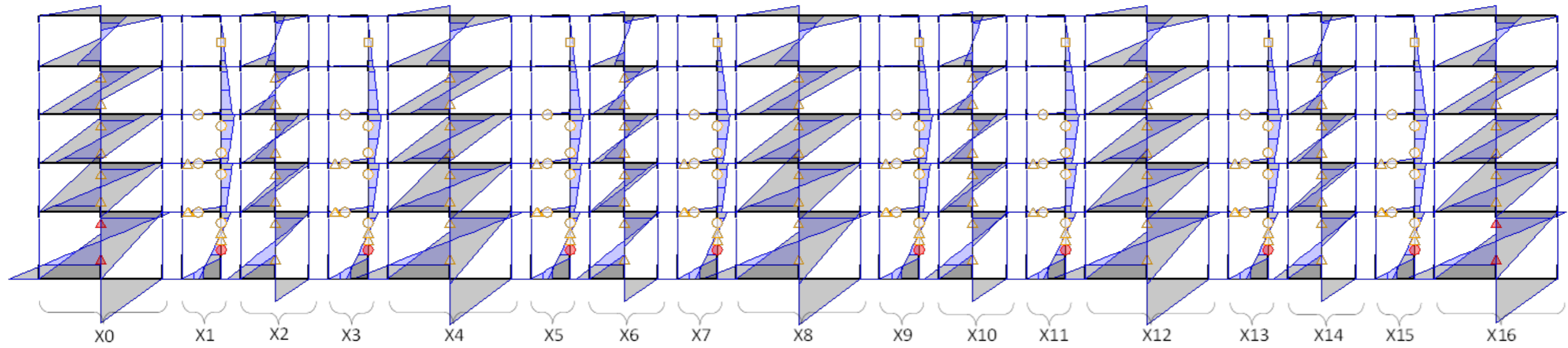


(d) モデル Y-C

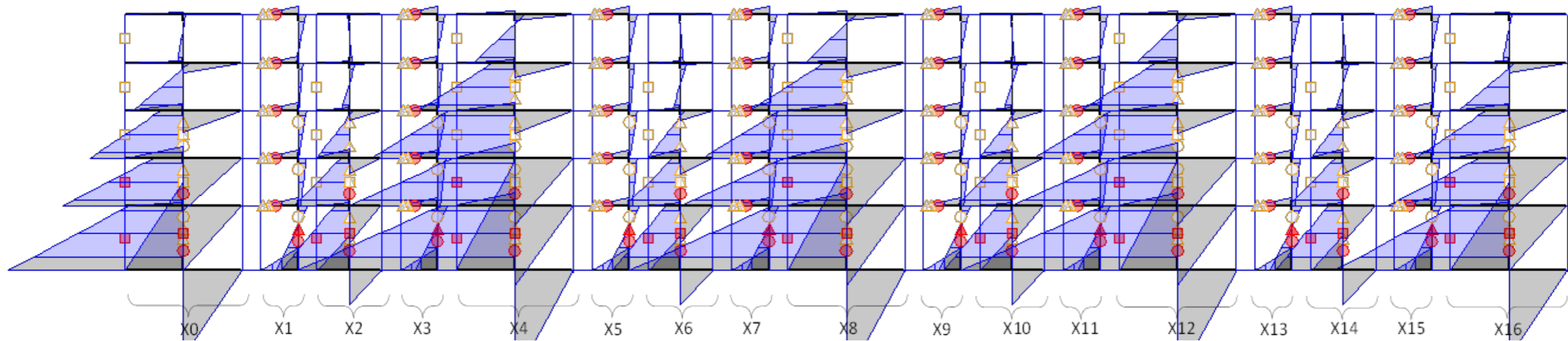
図 7.5.4-6 機構図(ベースシア係数が 0.55 (耐力壁がせん断破壊しない場合は 0.40) の時)

7.5.4.5.3 耐力壁初せん断破壊時

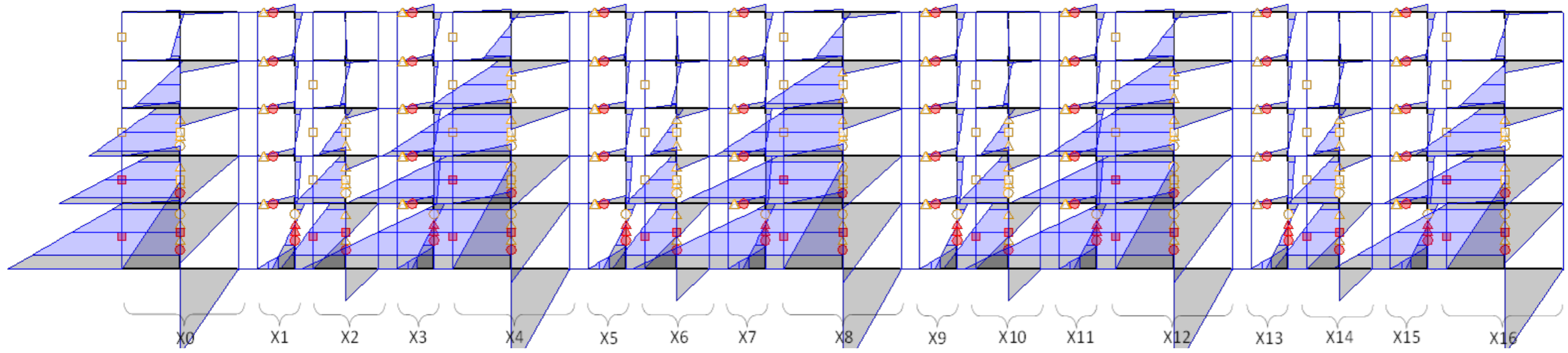
モデル Y-C は耐力壁のせん断破壊が発生しないため、モデル Y-A、モデル Y-B1、モデル Y-B2 の3モデルについて機構図を示す。



(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



(c) モデル Y-B2

図 7.5.4-7 機構図(耐力壁の初せん断破壊)

7.6. 躯体改造後の建築物の静的増分解析に基づく安全性の検証

7.6.1 躯体改造方針

新設開口の大きさは幅 1200mm, 高さ 2000mm とし, X2, X6, X10, X14 通りの隣接住戸との戸境耐力壁に設置する。また各階に新設開口を設置し, 連層開口とする。新設開口設置後の X2, X6, X10, X14 通り軸組図を図 7.6.5-1 に, 新設開口設置後の基準階伏せ図を図 7.6.5-2 に示す。

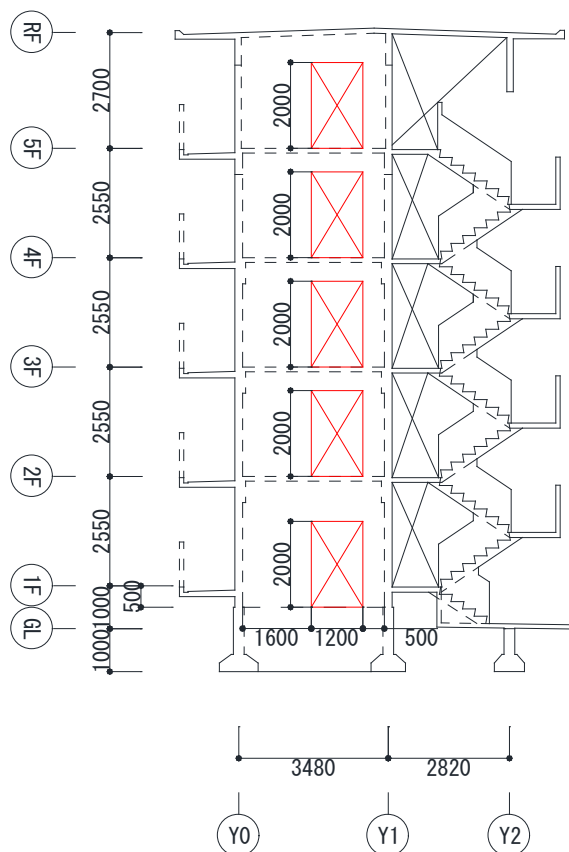


図 7.6.5-1 新設開口設置後の X2, X6, X10, X14 通り軸組図

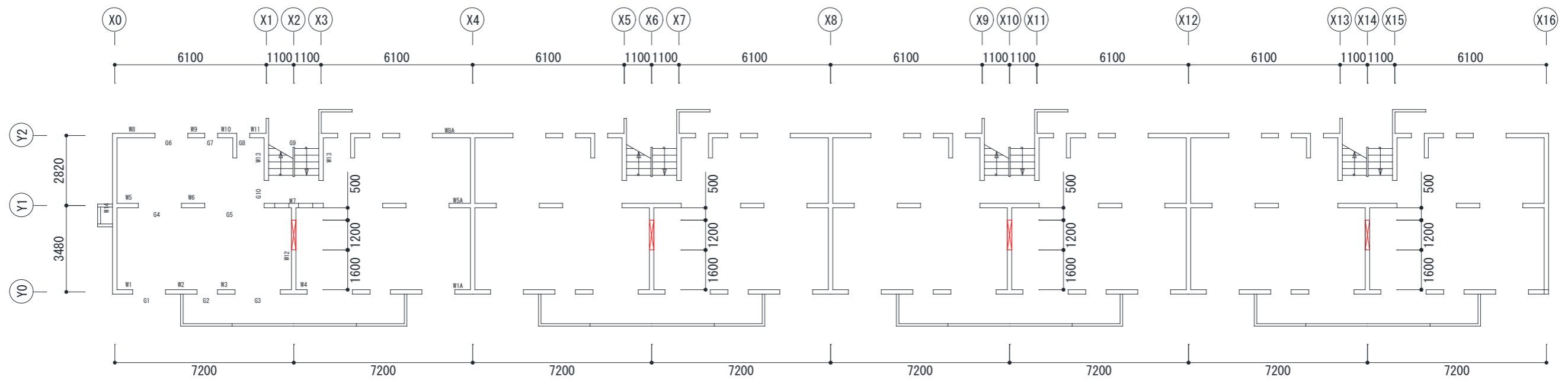


図 7.6.5-2 新設開口設置後の基準階伏せ図

7.6.2 新設開口周辺部材の補強方法

(1)耐力壁

耐力壁に新設開口を設ける際に、新たに開口端部となる部分をはつり曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを用いて補強を行った。またはつった開口端部は設計基準強度 45N/mm^2 のコンクリートを増し打ちする。補強部の横筋については 180 度フック加工した D10 を既存部横筋に片面フレア溶接する。アンカー筋本数は表 7.6.2-1 に示す壁式規準の最小端部曲げ補強筋量と同等になるように設計する。

表 7.6.2-1 耐力壁の最小端部曲げ補強筋量

建築物の階数および位置	$l_o \leq 1m$	$l_o > 1m$
5階建ての5F壁梁	1-D13	2-D13
5階建ての4F壁梁	2-D13	2-D13
5階建ての3,2F壁梁	2-D13	2-D16
5階建ての1F壁梁	2-D16	2-D19

(2)壁梁

新設開口上部の残存耐力壁の両側面に新たにせん断補強筋及び曲げ補強筋を配し，設計基準強度 27N/mm^2 のコンクリートを増し打ちし補強する。また補強部と既存部の一体性を確保するため D16 の通し筋を設置する。新設曲げ補強筋本数については表 7.6.2-2 に示す壁式規準の壁梁の最小端部曲げ補強筋量と同等になるように設計する。また新設せん断補強筋については表 7.6.2-3 に示す壁式規準の壁梁の最小縦補強筋比以上になるように設計する。

表 7.6.2-2 壁梁の最小端部曲げ補強筋量

建築物の階数および位置	$l_o \leq 1m$	$l_o > 1m$
5階建ての RF 壁梁	1-D13	2-D13
5階建ての 5F 壁梁	2-D13	2-D13
5階建ての 4,3F 壁梁	2-D13	2-D16
5階建ての 2F 壁梁	2-D16	2-D19

表 7.6.2-3 壁梁の縦補強筋比

建築物の階数および位置	縦補強筋比(%)
5階建ての R,5F 壁梁	0.2
5階建ての 4,3,2F 壁梁	0.25

7.6.3 開口補強後の各部材配筋

7.6.3.1 使用鉄筋

各補強部材に用いる鉄筋は表 7.6.3-1 の通りである。

表 7.6.3-1 使用鉄筋

使用鉄筋		基準強度
鉄筋径	材料	(N/mm ²)
D13, D16	SD295A	295
D19	SD345	345

7.6.3.2 耐力壁配筋図

躯体改造後の耐力壁配筋図を以下に示す。

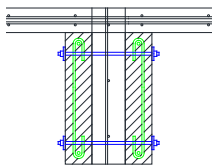
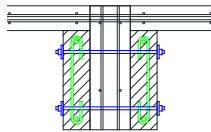
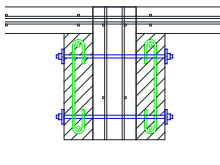
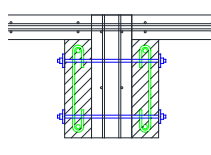
耐力壁記号	W12L	W12R	
5	断面		
	壁長×壁厚	1780×150 (補強部壁長：250)	680×150 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	1-13φ	1-13φ
	あと施工アンカー	2-D13	2-D13
	中間部縦補強筋	5-9φ S	1-9φ S
横補強筋	9φ250@ S	9φ250@ S	
4	断面		
	壁長×壁厚	1780×180 (補強部壁長：250)	680×180 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	あと施工アンカー	2-D13	2-D13
	中間部縦補強筋	5-9φ D	1-9φ D
横補強筋	9φ300@ D	9φ300@ D	
3	断面		
	壁長×壁厚	1780×180 (補強部壁長：250)	680×180 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	あと施工アンカー	2-D16	2-D16
	中間部縦補強筋	5-9φ D	1-9φ D
横補強筋	9φ300@ D	9φ300@ D	
2	断面		
	壁長×壁厚	1780×180 (補強部壁長：250)	680×180 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	あと施工アンカー	2-D16	2-D16
	中間部縦補強筋	5-9φ D	1-9φ D
横補強筋	9φ250@ D	9φ250@ D	
1	断面		
	壁長×壁厚	1780×180 (補強部壁長：250)	680×180 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	あと施工アンカー	2-D19	2-D19
	中間部縦補強筋	5-9φ D	1-9φ D
横補強筋	9φ250@ D	9φ250@ D	

s : シングル配筋, D : ダブル配筋

図 7.6.3-1 W12 改修後耐力壁配筋図

7.6.3.3 壁梁配筋図

開口補強後の壁梁配筋図を以下に示す。

	壁梁記号	G11		壁梁記号	G11
RF	位置	全断面	4.3F	位置	全断面
	断面			断面	
	B × D	390 × 700		B × D	420 × 550
	補強部B × D	2-120 × 590		補強部B × D	2-120 × 440
	既存壁横筋	3-9φ S		既存壁横筋	2-9φ D
	既存壁縦筋	5-9φ S		既存壁縦筋	5-9φ D
	新設上端筋	2-D13		新設上端筋	2-D16
	新設下端筋	2-D13		新設下端筋	2-D16
新設せん断補強筋	D13@200 D	新設せん断補強筋	D10@200 D		
5F	位置	全断面	2F	位置	全断面
	断面			断面	
	B × D	420 × 550		B × D	420 × 550
	補強部B × D	2-120 × 440		補強部B × D	2-120 × 440
	既存壁横筋	2-9φ D		既存壁横筋	2-9φ D
	既存壁縦筋	5-9φ D		既存壁縦筋	5-9φ D
	新設上端筋	2-D13		新設上端筋	2-D19
	新設下端筋	2-D13		新設下端筋	2-D19
新設せん断補強筋	D10@200 D	新設せん断補強筋	D13@200 D		

s : シングル配筋, D : ダブル配筋

図 7.6.3-2 W12 改修後壁梁配筋図

7.6.4 あと施工アンカーの埋め込み長さの検討

あと施工アンカーは図 7.6.4-1 のように耐力壁の開口補強部の頭部と脚部の両方に施工するため頭部に施工するあと施工アンカーと脚部に施工するあと施工アンカーの埋め込み長さを足し合わせたものが開口上部の補強した壁梁のせいを超過しないようにする必要がある。よってあと施工アンカーの埋め込み長さはあと施工アンカーを施工する壁梁せいの制限の中で最長となるように壁脚で $15d_a$ 、壁頭で $18d_a$ (d_a : あと施工アンカー呼び径) とする。この場合 1F 壁頭のあと施工アンカーと 2F 壁脚のあと施工アンカーの埋め込み長さの和が壁梁せいを超過し、あと施工アンカー同士の干渉の恐れがあるが、埋め込み長をこれより小さくするとあと施工アンカーの破壊性状がコーン破壊となるため、当該あと施工アンカーのみ壁頭と壁脚でずらして配筋することで干渉しないように施工することとする。その際のあと施工アンカーの引張耐力の算定を行う。算定に当たっては以下の式を用いた。

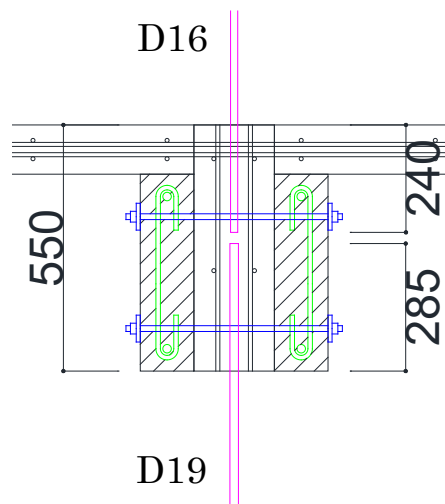


図 7.6.4-1 2F 壁梁に施工するあと施工アンカー

$$p_a = \min(p_{a1}, p_{a2}, p_{a3}) \quad (7.6.4-1)$$

$$p_{a1} = \varphi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a \quad (7.6.4-2)$$

$$p_{a2} = 0.23 \sqrt{F_c} \cdot A_c \quad (7.6.4-3)$$

$$p_{a3} = \varphi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \quad (7.6.4-4)$$

p_a : 接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

p_{a1} : 接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

- p_{a2} : 既存コンクリート躯体のコーン状破壊により決まるアンカー1本当たりの引張耐力
 p_{a3} : 接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合の接着系アンカーボルト1本当たりの許容引張力
 φ_1, φ_3 : 低減係数で表 7.6.4-1 の値を用いる

表 7.6.4-1 低減係数

	φ_1	φ_2	φ_3
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

$s\sigma_{pa}$: 接着系アンカーボルトの引張強度で $s\sigma_{pa} = s\sigma_y$ とする。ただし、アンカーボルトの降伏を保証する場合の上限引張力を算定するときは $s\sigma_{pa} = \alpha_{yu} \cdot s\sigma_y$ とする。

$s\sigma_y$: 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度

α_{yu} : 接着系アンカーボルトの材料強度のばらつきを考慮した規格降伏点強度に対する割増係数であり 1.25 以上を用いる。

$s_c a$: 接着系アンカーボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小なるほうの値とする。

d_a : 接着系アンカーボルトの径

l_{ce} : 接着系アンカーボルトの強度算定用埋め込み長さで、 $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする。

l_e : 接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さ

(アンカーボルトの先端形状を平先寸切りとし、 $l_e = l$ とした。)

A_c : 有効水平投影面積で、複数本の場合は重複を考慮して、図 7.6.4-2 のようにモデル化して下式により算定した。有効投影面積はあと施工アンカーの埋め込み長さから 45° に線を引き壁梁と交わる部分とスラブと交わる部分の投影面積を有効投影面積とした。有効投影面積の算出結果は図 7.6.4-2 に示す。

$$nA_c = \begin{cases} \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p & \left((l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w \leq \frac{p}{2} \right) \\ \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p - 2 \cdot \left((l_e - t_s) \cos\theta_w - \frac{p}{2} \right) \cdot \left(\sqrt{(l_e - t_s)^2 - \left(\frac{p}{2} \right)^2} - \frac{t_w}{2} \right) & \left((l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w > \frac{p}{2} \right) \end{cases} \quad (7.6.4-5)$$

$$\sin\theta_w = \frac{t_w/2}{l_e - t_s}$$

p: ピッチ合計 (両端アンカーの中心距離) (mm)

t_w: 下階梁幅(mm)

t_s: スラブ厚さ(mm)

n : アンカー筋の本数

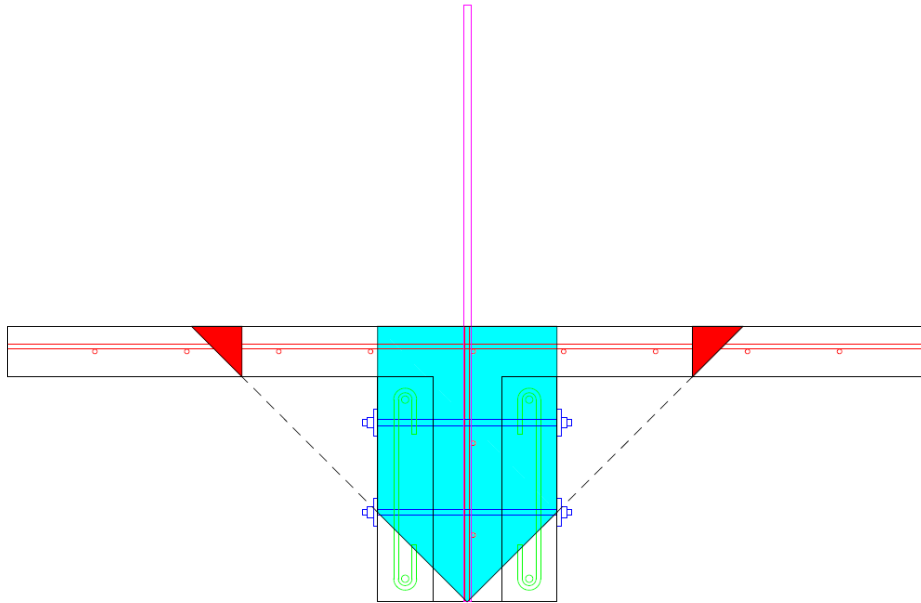
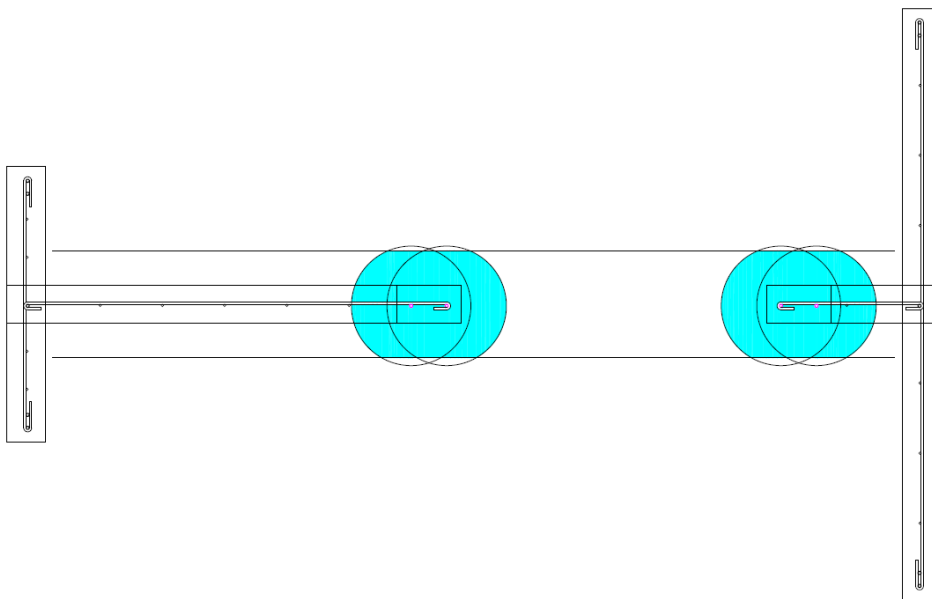
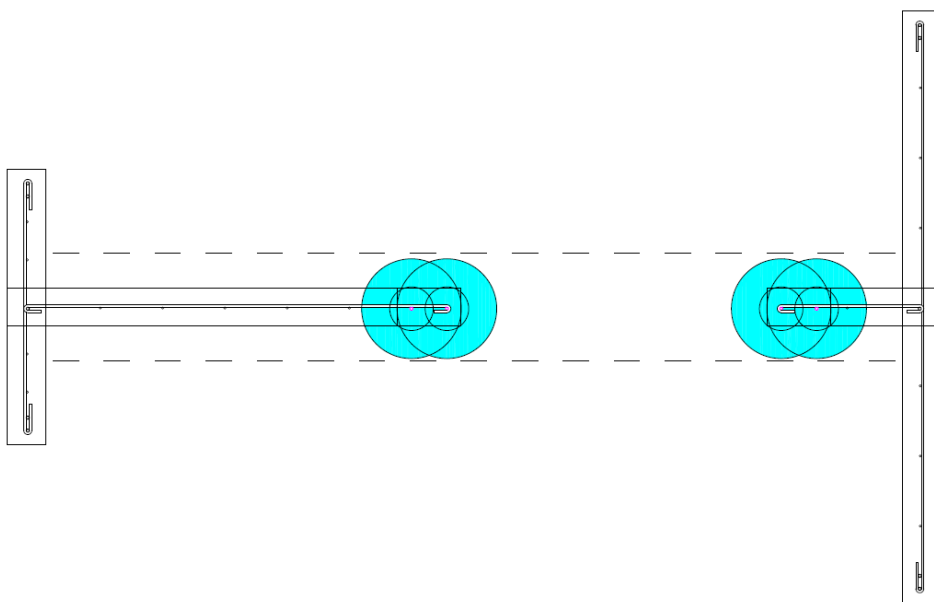


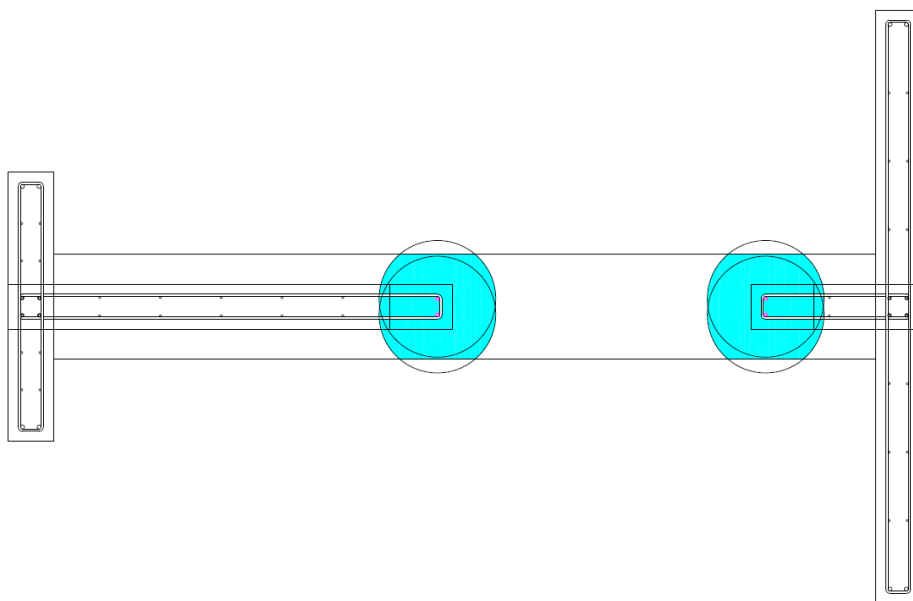
図 7.6.4-2 有効投影面積の考え方



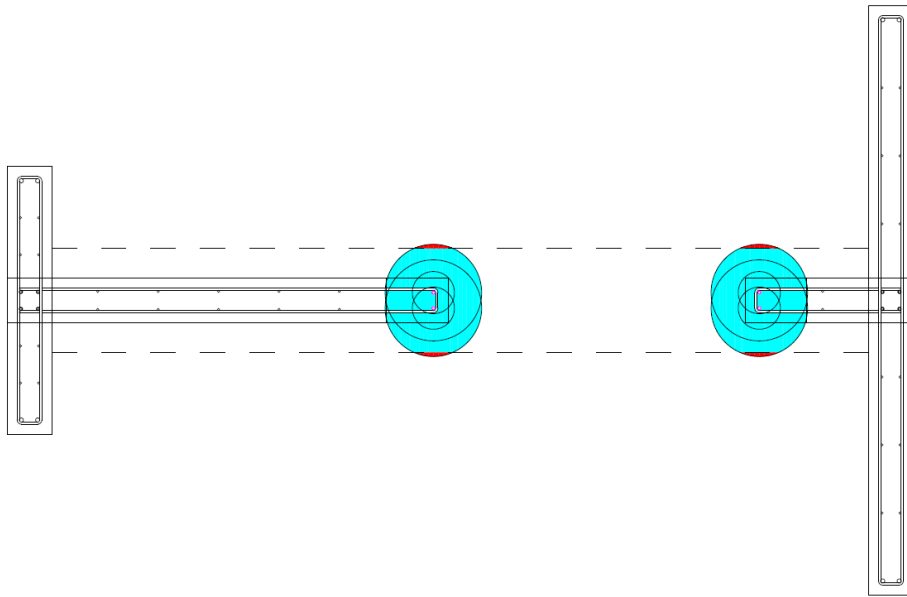
(a) 5F 壁頭部 (111776mm²/1本)



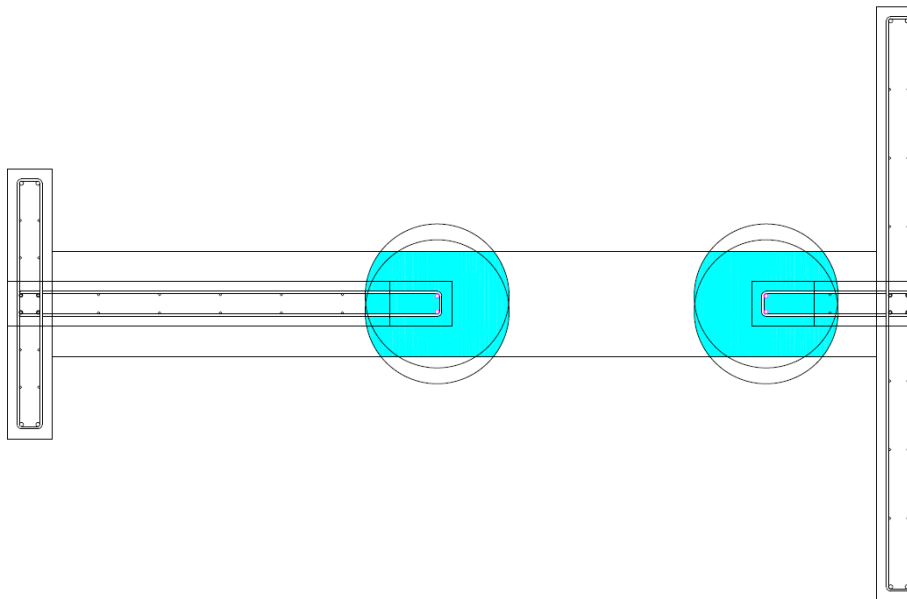
(b) 5F 壁脚部 (86249mm²/1 本)



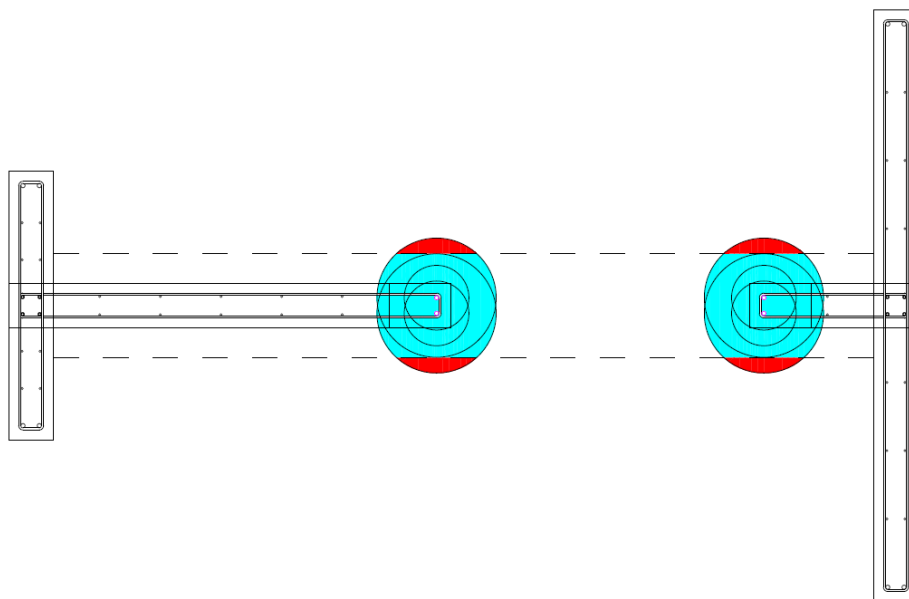
(c) 4F 壁頭部 (89215mm²/1 本)



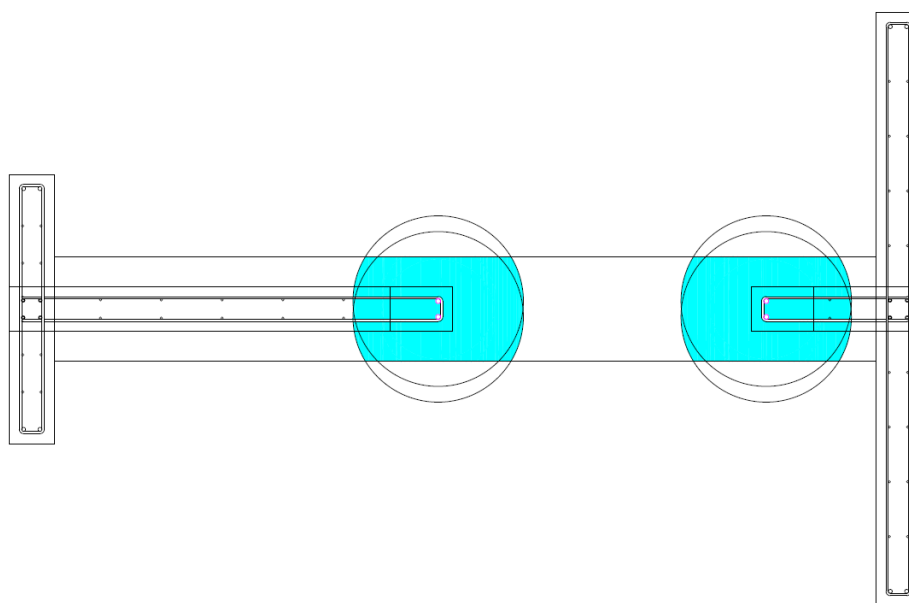
(d) 4F 壁脚部 (60502mm²/1 本)



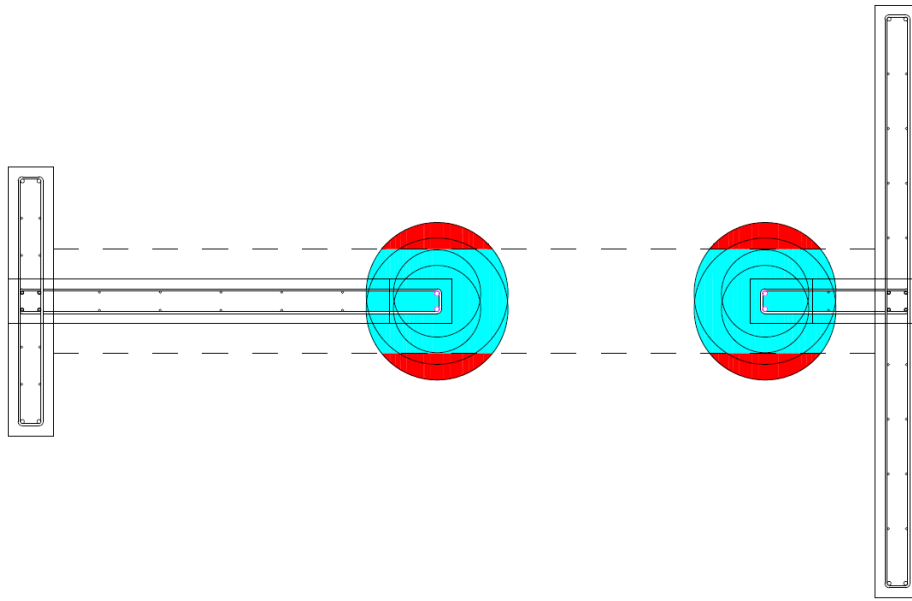
(e) 2, 3F 壁頭部 (113897mm²/1 本)



(f) 2, 3F 壁脚部 (89336mm²/1本)



(g) 1F 壁頭部 (137814mm²/1本)



(h) 1F 壁脚部 (123576mm²/1 本)

図 7.6.4-2 有効投影面積

τ_a : へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度で式(4.47)による。

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{bavg} \quad (7.6.4-6)$$

α_n : へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり、式(7.6.4-7)による(n=1,2,3)。最も小さい寸法となる3面まで考慮する。

$$\alpha_n = 0.5(c_n/l_e) + 0.5 \quad (7.6.4-7)$$

ただし、 $(c_n/l_e) \geq 1.0$ の場合は $(c_n/l_e) = 1.0$ 、 $l_e \geq 10d_a$ の場合は $l_e = 10d_a$ とする。

τ_{bavg} : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度であり、アンカー接着部の接着剤がカプセル方式で有機系の場合は $10\sqrt{F_c/21}$ とし、その他のアンカーボルトは接着剤および充填方式により表 7.6.4-2 に示す値とする。ただし軽量コンクリートを用いる場合は、それぞれ値の80%とした同表の値を用いるものとする。しかしながら同表のものやガイドラインで示されている強度の上限値を用いた場合は、安全側に付着強度を評価する傾向にあるため、本論では極力実験時の強度を評価することを目的として、 $\tau_{bavg} = 25$ として算定を行う。

表 7.6.4-2 接着系アンカーの基本平均付着強度 τ_{avg}

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{F_c/21}$	$5\sqrt{F_c/21}$	$7\sqrt{F_c/21}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

c_n : へりあき寸法, またはアンカーボルトのピッチ a の $1/2$ で $c_n = a_n/2$ ($n=1,2,3$)とする。最も小さい寸法となる3面までを考慮する。

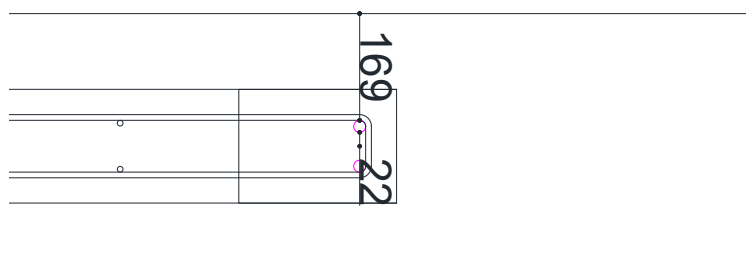


図 7.6.4-2 へりあき寸法

あと施工アンカーの引張耐力の算定結果を表 7.6.4-3 に示す。あと施工アンカーの埋め込み長さを壁脚で $15da$, 壁頭で $18da$ とすることですべてのあと施工アンカーの破壊性状が鉄筋降伏となることが確認された。

表 7.6.4-3 あと施工アンカーの引張耐力

部材	部位	必要埋め込み長さ (mm)	その時の耐力(kN)		
			p_{a1} (鉄筋降伏)	p_{a2} (コーン破壊)	p_{a3} (付着破壊)
5F W12L,W12R	壁頭	234.0	37.4	111.8	84.4
	壁脚	195.0	37.4	89.6	68.6
4F W12L,W12R	壁頭	234.0	37.4	92.7	84.4
	壁脚	195.0	37.4	53.9	68.6
3F W12L,W13R	壁頭	288.0	58.6	101.5	123.0
	壁脚	240.0	58.6	86.2	99.9
2F W12L,W14R	壁頭	288.0	58.6	109.9	123.0
	壁脚	240.0	58.6	74.4	99.9
1F W12L,W15R	壁頭	342.0	98.8	114.7	159.4
	壁脚	285.0	98.8	119.9	129.5

7.6.5 解析概要

7.6.5.1 架構のモデル化

新設開口を設置した構面の架構のモデル図を図 7.6.5-2 に示す。またモデル化の際の手法については 7.5 章を参考されたい。X0,X4,X8,X12,X16 構面については 7.5.1 節に示したモデル Y-A と同様のモデル化とする。

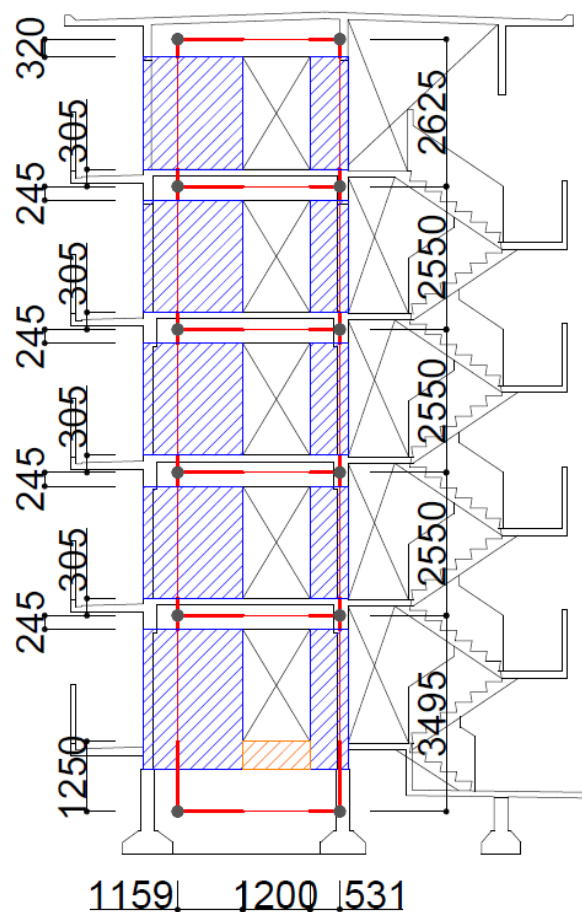
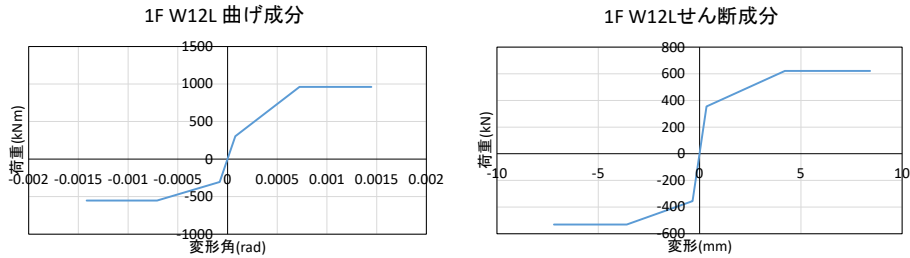


図 7.6.5-1 新設開口設置後モデル図(X2, 6, 10, 14 構面)

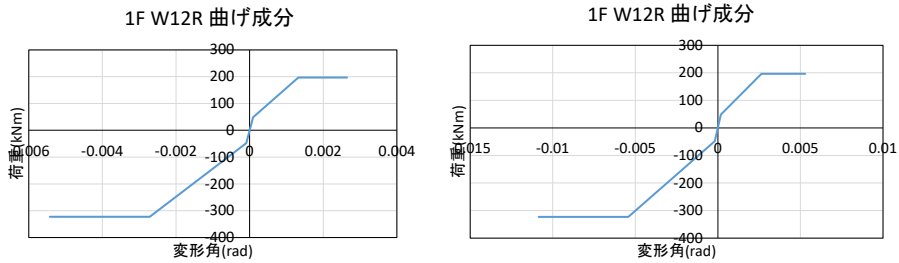
7.6.5.2 部材のモデル化

各部材のモデル化は7.4章を参照されたい。

各部材の骨格曲線を図7.6.5-2, 図7.5.5-3に示す。

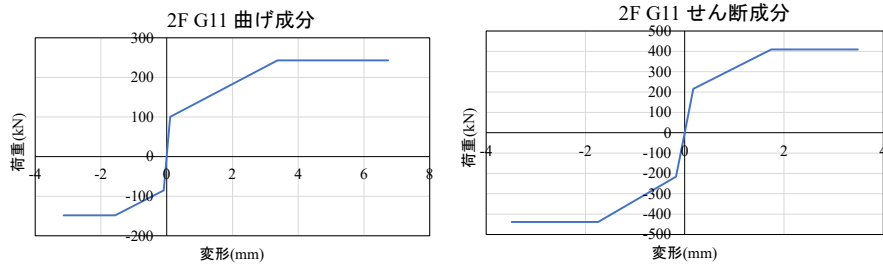


(a) 1FW12L



(b) 1FW12R

図7.6.5-2 モデルY' 耐力壁 骨格曲線



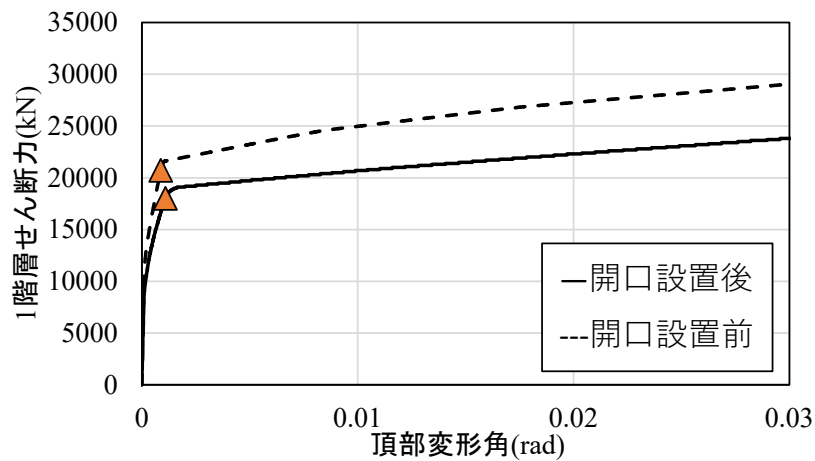
(a) 2FG11

図7.6.5-3 壁梁 骨格曲線

7.6.6 開口設置後における張間方向解析結果

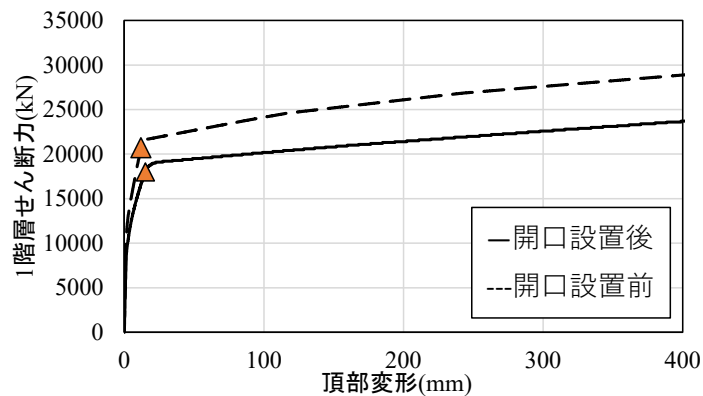
7.6.6.1 荷重変形曲線

増分解析結果から得られた1階層せん断力-頂部変形曲線を図7.6.6-1に、ベースシア係数-頂部変形曲線を図7.6.6-2に示す。



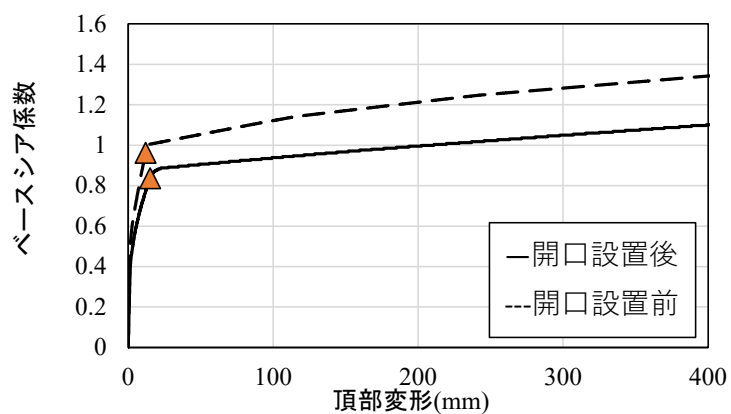
モデル名		正載荷	負載荷
▲	耐力壁初せん断破壊	1F W14	1F W14
△	壁梁初せん断破壊	-	-

図 7. 6. 6-1 1 階層せん断力-頂部変形角関係



モデル名		正載荷	負載荷
▲	耐力壁初せん断破壊	1F W14	1F W14
△	壁梁初せん断破壊	-	-

図 7. 6. 6-2 1 階層せん断力-頂部変形関係 (変動軸力考慮)

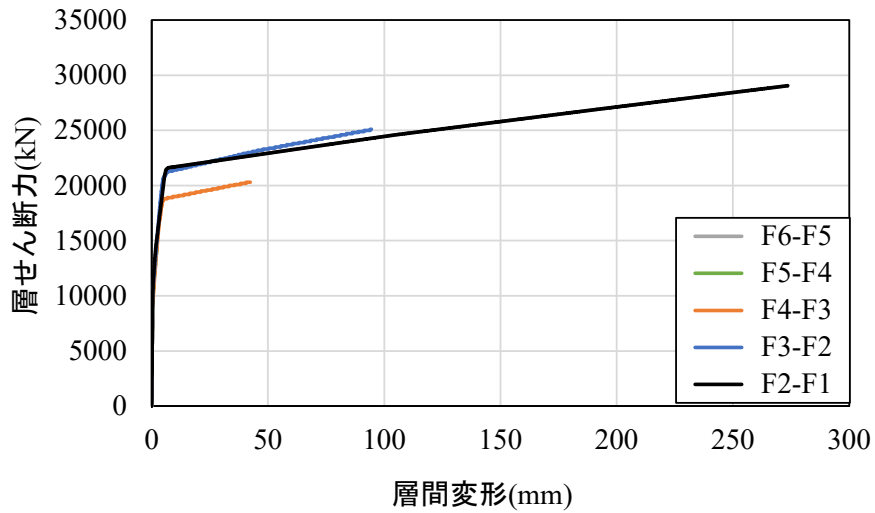


	モデル名	正載荷	負載荷
▲	耐力壁初せん断破壊	1F W14	1F W14
△	壁梁初せん断破壊	-	-

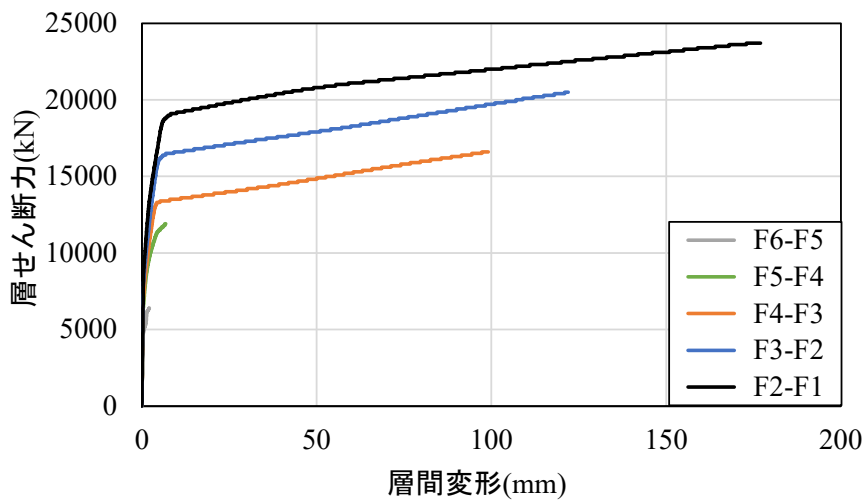
図 7.6.6-3 ベースシア係数-頂部変形関係

7.6.6.2 層せん断力-層間変形曲線

増分解析結果から得られた層せん断力-層間変形曲線を図 7.6.6-4 に示す。



(a) 改造前

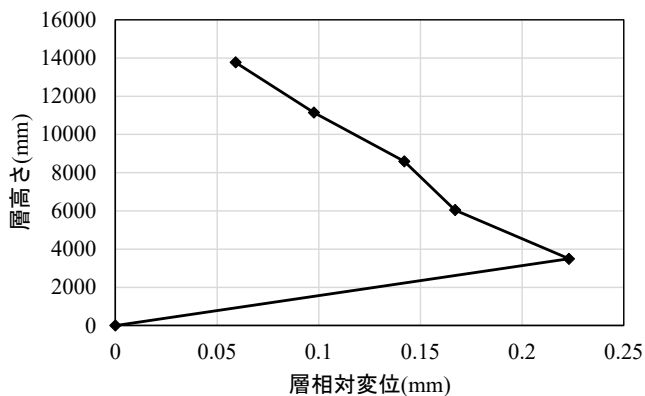


(b) 改造後

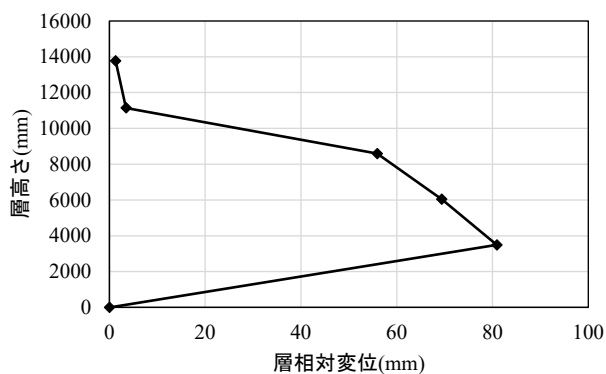
図 7.6.6-4 層せん断力-層間変形曲線

7.6.6.3 水平変位分布

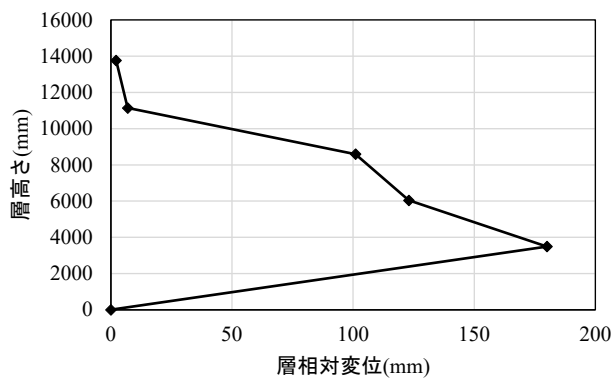
増分解析結果から得られた各層水平変位分布を図7.6.6-5に示す。



(a) ベースシア係数 0.2



(b) ベースシア係数 1.0



(c) 変形角 0.03rad

図 7.6.6-5 各層相対水平変位分布

7.6.6.4 保有水平耐力の確認

保有水平耐力 Q_u は耐力壁のせん断破壊する時点とする。なお、初めてせん断破壊する耐力壁は1階の W14 である。また必要保有水平耐力 Q_{un} 算定時の $D_s=0.55$, $F_{es}=1.0$ とした。地震時層せん断力 Q_{ud} の算出に関しては 7.4 節の式(7.4.2)を参考されたい。

表 7.6.6-1 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.55	1.00	5807	3194	4860	1.52
4			10785	5932	9030	1.52
3			15059	8282	12600	1.52
2			18577	10217	15600	1.53
1			21524	11838	18000	1.52

表 7.6.6-2 耐力壁のせん断破壊時と最大層間変形角 1/200 の時点の水平力

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	303	796
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4860	5210
4	9030	9680
3	12600	13500
2	15600	16700
1	18000	19300

7.6.6.5 機構図

増分解析結果から得られた機構図を図 7.6.6-6 から図 7.6.6-8 に示す。

用いた記号は以下の通り。

- ：曲げひび割れ強度に到達
- ：曲げひび割れ強度に到達
- △：せん断ひび割れ強度に到達
- ▲：せん断終局強度に到達

(1) ベースシア係数が 0.2 の時

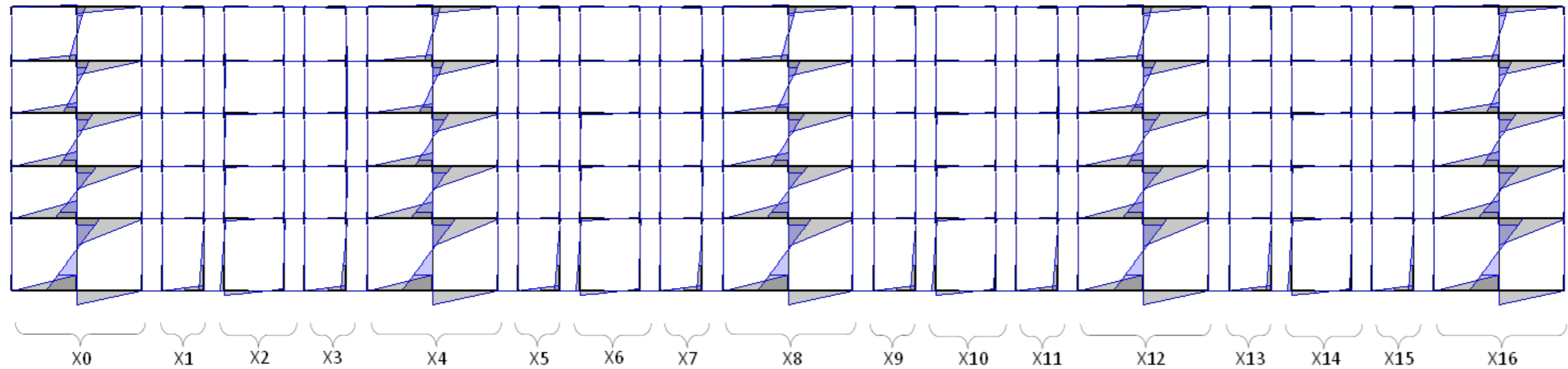


図 7.6.6-6 機構図(ベースシア係数 0.2)

(2) ベースシア係数が 0.55 の時

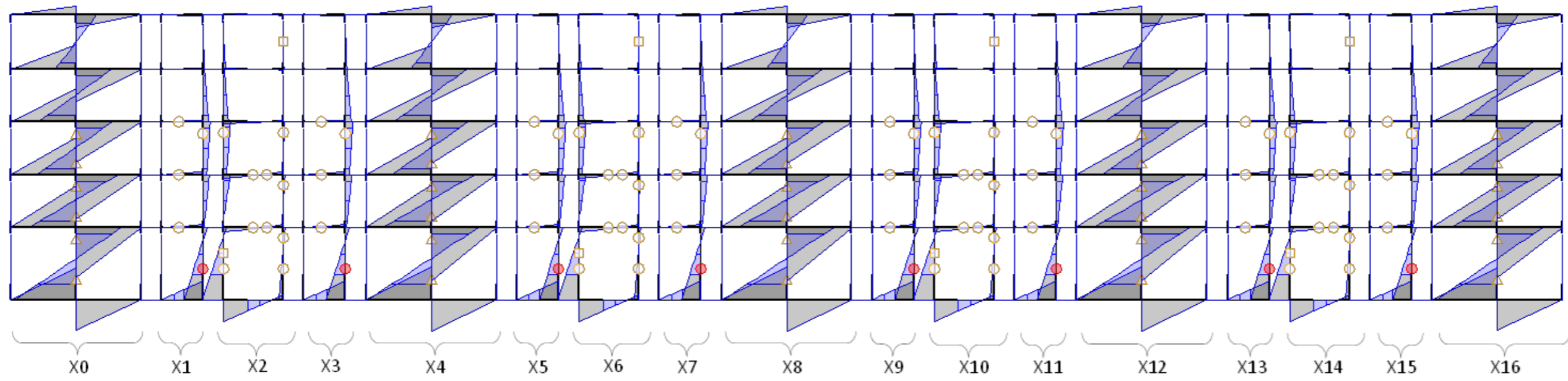


図 7.6.6-7 機構図(ベースシア係数 0.55)

(3) 耐力壁が初めてせん断破壊する時

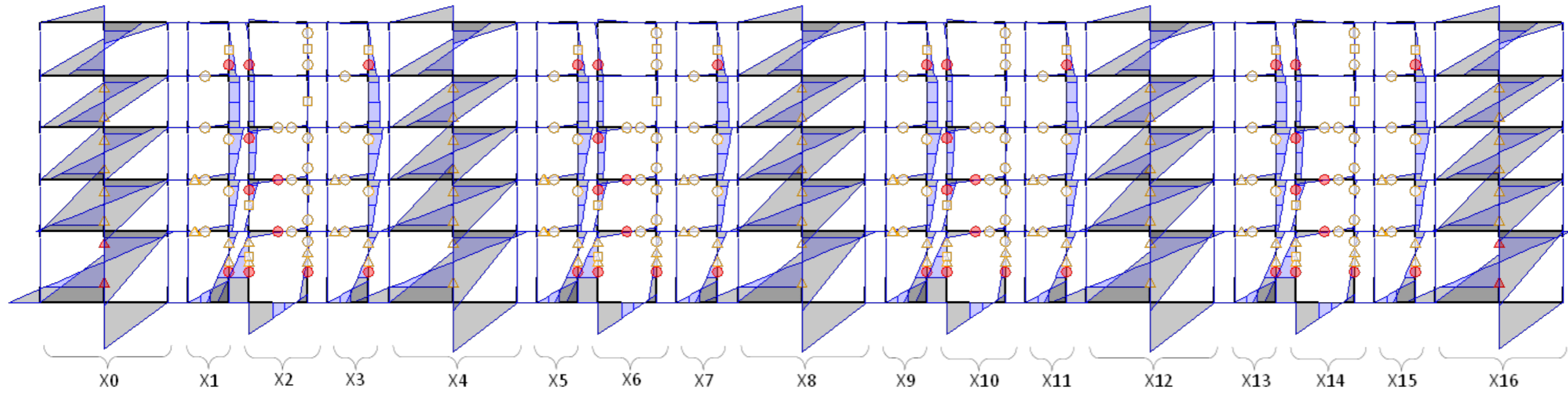


図 7.6.6-8 機構図(耐力壁初せん断破壊時)

7.6.6.6 新設開口が構造性能に与える影響

戸境耐力壁 W12 に新設開口を設けたことが建築物に与えた影響を確認するため、改造前後での主要な耐力壁の負担せん断力を表 7.6.6-3 に示す。なお、表 7.6.6-3 は各構面のせん断力の合計値を示している。

ベースシア係数 0.2 に到達する時点の全体変形角は改造前モデルで 0.004%、改造後で 0.005%である。この時点の改造後モデルの X2, X6, X10, X14 構面は改造前と比較して 672kN 低下しており、これに対して X0, X4, X8, X12, X16 構面の負担せん断力が 580kN 増加している。これは X2, X6, X10, X14 構面が失ったせん断力の 86%を X0, X4, X8, X12, X16 構面が負担していることを示しており、残りの 14%に該当する 91kN はほかの 8 構面で等分し負担している。

ベースシア係数 0.55 に到達する時点の全体変形角は改造前モデルで 0.014%、改造後で 0.031%である。この時点で改造後モデルの X2, X6, X10, X14 構面は改造前と比較して 1087kN 低下しており、これに対して X0, X4, X8, X12, X16 構面の負担せん断力が 727kN 増加している。これは X2, X6, X10, X14 構面が失ったせん断力の 67%を X0, X4, X8, X12, X16 構面が負担していることを示しており、残りの 33%に該当する 360kN はほかの 8 構面で等分して負担している。X0, X4, X8, X12, X16 構面の負担が 72kN 増加している。

両モデルともに最初にせん断破壊する部材は X0, X16 構面の耐力壁である。これらがせん断破壊した時点で改造後モデルの X2, X6, X10, X14 構面は改造前と比較して 2457kN 低下しており、この時の建築物全体の負担せん断力は改造前と比較して 2680kN 低下した。これより、開口を設置した構面における負担せん断の減少分が建築物全体のせん断力減少分の 92%を占めていることを確認した。

なお、開口の設置により発生するせん断力の伝達はスラブを介して行われるため、この時に構面間で伝達されるせん断力がスラブの許容せん断力を上回っていないか確認する必要がある。また、改造により大きなせん断力を負担する X0, X4, X8, X12, X16 構面について、ここでは構面の両端に剛のピン柱を設定しており、実際よりも大きな応力を負担している可能性があるため、引き続き検討の必要がある。

表 7.6.6-3 負担せん断力比較

		せん断力(kN)	
		改造前	改造後
ベースシア係数0.2	X0, X4, X8, X12, X16構面	2721	3301
	X2, X6, X10, X14構面	1065	393
	建物全体	4306	4306
ベースシア係数0.55	X0, X4, X8, X12, X16構面	6815	7542
	X2, X6, X10, X14構面	2805	1718
	建物全体	11842	11842
耐力壁初せん断破壊時	X0, X4, X8, X12, X16構面	12149	12077
	X2, X6, X10, X14構面	4922	2465
	建物全体	20839	18159

7.7 まとめ

本章では既存壁式RC住宅に新設開口を設置した場合に静的増分解析に基づいて安全性の検証を行い以下の知見が得られた。

- 対象建築物の桁行方向モデルについて、開口付き耐力壁のモデル化手法の違いが解析結果に与える影響を比較した。結果として、1枚の開口付き耐力壁とした場合は、複数の無開口耐力壁および壁梁とした場合に比較して架構の最大耐力と剛性は小さめに、各層間変形は大きく評価される。なお、どちらのモデルにおいても、ベースシア係数0.75以上であり十分高い耐震性能を有している。
- 対象建築物の張間方向モデルについて、直交方向部材による曲げ戻し効果を適切に評価するため構面の両端にピン接合柱（ピン柱）を設定した。モデルは①ピン柱を剛とした場合 ②ピン柱に直交部材の曲げ戻し効果を考慮した場合 ③ピン柱を設定しない場合 の主に3つである。ピン柱を設定することで必要保有水平耐力に対して十分な保有水平耐力を有した結果となったが、ピン柱を設定しないモデルの場合は保有水平耐力が小さく、実際の地震挙動を考慮すると過小評価であると考えられる。また、ピン柱を剛とした場合は下層階に変形が集中し、せん断変形が卓越した挙動であることに対し、その他のモデルは各階の変形が概ね等しく曲げ変形が卓越した挙動であることを確認した。なお、ピン柱に曲げ戻し効果を考慮した場合のモデルについては、耐力壁中心位置に設定する曲げばねの評価範囲を直交壁付き耐力壁とした場合と面内壁のみとした場合の2通りで検討したが、前者は実際の断面を重複して算定するため、剛性を僅かに過大評価した。
- 張間方向の戸境耐力壁に連層の新設開口を設けた場合を想定して改造後の構造性能評価を行い改造前と比較した。本章では構面に剛のピン柱を設定した張間方向モデルを基に改造後のモデルを作成している。開口設置に伴い建築物全体のせん断力が低下するが、その減少分のほとんどは開口を設置した構面のせん断力減少分である。また、新設開口を設けた影響により弱い構面から強い構面へ構面間でせん断力の受け渡しが行われているため、この際にスラブがせん断破壊するかどうかを既往の研究^[7.6-1]に従い確認し、場合によってはスラブを補強する必要がある。
- 必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の比率は開口設置前の張間方向において1.8程度であり非常に高い値となっている。開口設置後においても1.5程度となっており、必要保有水平耐力を十分満足することが確認された。このことから元々高い保有水平耐力を有している壁式RC造住宅の張間方向の耐力壁に新設開口を設置することは適切な補強を行う場合、保有水平耐力上問題はないと思われる。なお、今後張間の新設開口が桁行方向の構造性能に与える影響を検討する必要がある。

参考文献

- [7.4-1] 建築研究所ほか監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [7.4-2] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- [7.4-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997
- [7.5-1] 平成 29 年度建築基準整備促進事業 M4.長期優良住宅における鉄筋コンクリート壁式構造の損傷防止性能の評価の合理化に関する検討，
<https://www.mlit.go.jp/common/001234590.pdf>
- [7.6-1] 日高悠樹ほか：部材実験と建物モデルの解析による躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造特性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No2，pp.835-840，2019