

地下駅舎 R C 壁のせん断力評価と耐震補強対策

三ツ屋薫¹・清宮理²・山村賢輔³

¹学生会員 早稲田大学大学院 理工学研究科 建設工学専攻 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

²フェロー会員 工博 早稲田大学教授 理工学部 社会環境工学科
(〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

³正会員 工修 日本工営株式会社 海外カンパニー エネルギー開発部
(〒102-0083 東京都千代田区麹町4-2)

兵庫県南部地震以降，設計地震動と耐震性能の見直しによって，既設の地中構造物においても現行の耐震基準を満足する必要がある．ところが，多くの地中RC構造物はせん断補強の鉄筋量が不十分であるため，大規模地震動に対してせん断耐力が不足し，所定の耐震性能を満たすことが難しいと指摘されている．今回既設の地下駅舎RC壁のせん断力評価を動的有限要素法で行い，せん断耐力の不足を調査した．既設の地中構造物における耐震補強で，壁部において適用することができる新たなせん断補強方法である鉄筋埋め込み工法を提案した．地中構造物の側壁隅角部を対象に載荷試験を行い，せん断スパンが正載荷・負載荷で異なることを考慮したせん断耐力算定方法を提案した．

キーワード：せん断補強，鉄筋埋め込み，静的正負交番載荷試験，隅角部，地中構造物

1. はじめに

兵庫県南部地震以降，設計地震動と耐震性能の見直しが行われ，現行の耐震基準が定められたが，その震災からほぼ10年の年月が経過し，新たな研究や知見により，その設計地震動と耐震性能について再び議論・検討されており，それら議論・検討から今後新たに耐震基準の改定などが予想される．しかしながら，現状としては，それら議論・検討には注目しつつも，新設構造物と同様，既設地中構造物においても現行の耐震基準を満足する必要がある．ところが，多くの地中RC構造物はせん断補強の鉄筋量が不十分であるため，レベル2地震動に対してせん断耐力が不足し，所定の耐震性能を満たすことが難しいと指摘されている．

既設の地中構造物において耐震補強方法を考慮するにあたり，連続壁構造であることから現在多く用いられている鋼板や繊維シートなどを巻き付ける補強工法は適さない．内空断面を確保する必要があることから，コンクリートの増打ちも適さない．また，施工上の制約や工費の問題から，壁本体へのPCの導入や周辺地盤の改良といった補強方法も適さない．そこで，連続壁構造の耐震補強方法として，壁部において適用することができる新たなせん断補強方法である鉄筋埋め込み工法を提案する．

静的正負交番載荷試験では，前補強試験体（通常にせん断補強筋を配筋）は正載荷側において終局を迎え，後補強した試験体は二体とも負載荷側において終局を迎えた．実験時の破壊状況を見ると，い

ずこの試験体においても，正載荷側ではハンチからの曲げびびわれ発生後，せん断びびわれが発達したのに対し，負載荷側ではせん断びび割れが隅角部まで入り込んでいた．このことから，負載荷側ではせん断スパンを補正する必要があると考え，せん断スパンが正載荷・負載荷で異なることを考慮したせん断耐力算定方法提案する．

また，既設の地下駅舎を対象に，構造物横断面と周辺地盤を一体とした2次元計算モデルをFEMで作成し，材料非線形性を考慮した動的解析を行い，モデル各部の地震時挙動を求めた．その計算結果から耐力照査を行い，RC壁のせん断力評価を行い，耐震補強対策を提案する．

2. L型のRC供試体の静的正負交番載荷試験

静的単調載荷試験により，補強鉄筋埋め込みによるせん断補強方法は，せん断破壊するはりモデルに対して，前補強のスターラップとほぼ同程度の耐力であることは既に示された．¹⁾耐震補強では，地震による繰り返し荷重の影響を判断するために，静的正負交番載荷試験を行う必要がある．

今回，L型のRC供試体を対象に静的正負交番載荷試験を行う目的として以下の2点が挙げられる．

開削トンネルの隅角部と同様に側壁の両側で鉄筋量が異なっている．隅角部を剛域に設定することで，より実構造物の挙動を再現することができる．

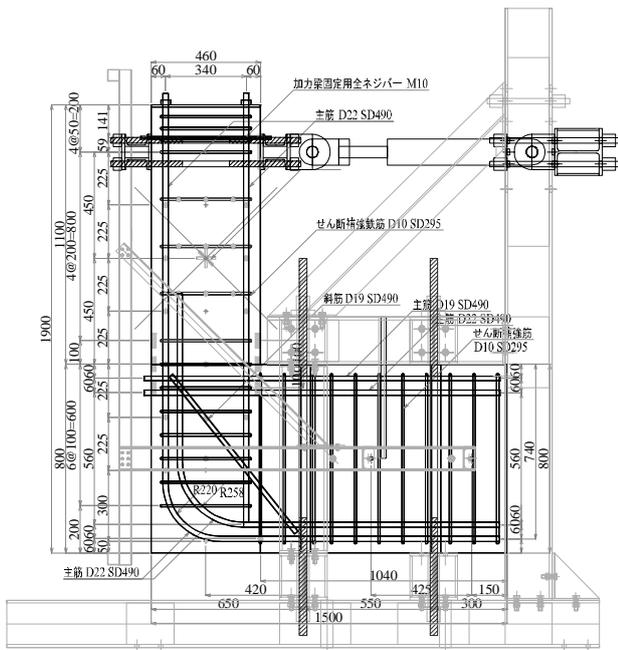


図-1 静的正負交番載荷試験装置

本試験の目的は、現在までに行ってきた後施工補強効果確認試験を、隅角部を持つモデルに拡張しその性能を確認することである。特に今回は前施工補強と後施工補強との耐力比較、ならびに後施工せん断補強鉄筋の埋込長の違いによる耐力比較を行った。

(1) 測定項目

静的正負交番載荷試験のため正負両方の載荷に対応できる位置にセンサを設置した。測定項目は、荷重、変位、鉄筋ひずみ、コンクリートひずみである。

(2) せん断補強方法

スターラップにより前施工補強を行った試験体と、後施工補強方法として注入材のうちモルタル系（Qタイト：KFC）を使用して補強を行った試験体で比較を行った。削孔は実施工を考慮し隅角部内側からとした。削孔部に端部を45°カットした直鉄筋をドリルを使用して挿入し、定着板を用いずそのまま放置した。挿入側の余った鉄筋部分は特にカットなどはなかった。

(3) 試験体モデル

静的単調載荷試験で用いた $a/d=2.25$ のはり試験体に隅角部を設けた試験体モデルを設定した。モデル寸法として、壁部は高さ1100mm・幅460mm・奥行き300mm。スラブ部は長さ1500mm・厚さ800mm・奥行き300mmである。主鉄筋はSD490 D22で、せん断補強鉄筋はSD295 D10、200mmピッチで配置した。

図-1に示すような載荷装置で、スラブ部をPCで十分に固定し、隅角部には実構造物に合わせて、斜材や複鉄筋で鉄筋量を増やし剛域とした。この試験のパラメーターは以下とする。

- 〔 前施工補強と後施工補強による補強効果の比較。〕
- 〔 せん断補強筋の埋込長の影響。〕

表-1 試験ケース一覧

case	施工方法	せん断補強筋 (D10 SD295) 埋込長(mm)	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	
				主鉄筋	補強鉄筋
RCL-1	前施工	スターラップ	21.1	691	499
RCL-2	後施工	直筋(丸外)420		(SD490)	478
RCL-3	後施工	直筋(丸外)380		(D22)	

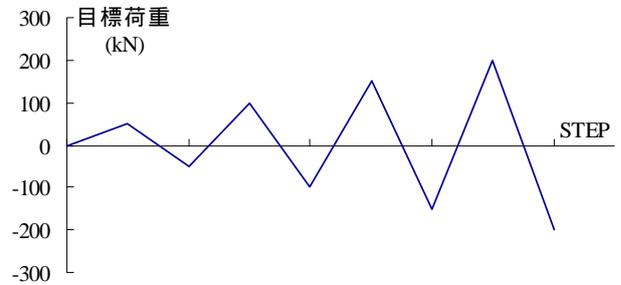


図-2 載荷ステップ

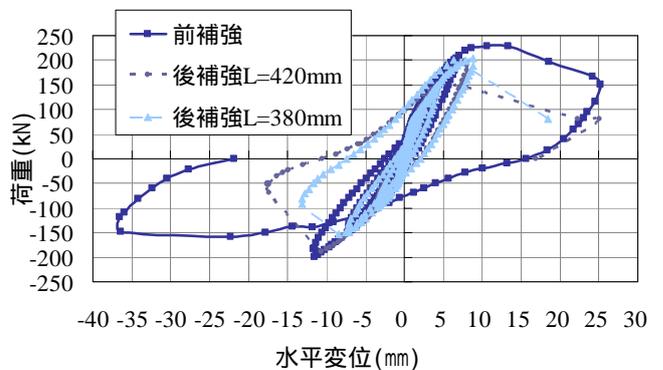


図-3 荷重 - 水平変位曲線

せん断補強筋の埋込長の影響は、420mm(正載荷側引張主鉄筋かぶりまで)と380mm(正載荷側引張主鉄筋内側まで)の2ケースで考えた。これらのごとを踏まえ、試験ケースを3種類とした。試験体の材料特性としては、コンクリートの圧縮強度、主鉄筋及びせん断補強鉄筋の引張強度を用いた。試験ケースの一覧を表-1に示す。

荷重載荷は図-2に示すように行い、ひび割れの発生まで正側に載荷した後、負側のひび割れ発生まで載荷し、その後50kNずつ荷重を正負両側に増加させて繰返し載荷を行った。

(4) 試験結果

前施工試験体は正載荷側において終局を迎え、後施工試験体は二体とも負載荷側において終局を迎えた。ひびわれは、ハンチ部での曲げひびわれ発生後、せん断ひびわれが発達していった。せん断破壊の角度は、前施工試験体、後施工試験体ともに正載荷側は概ね45°、負載荷側は概ね30°となった。終局を迎えてからの耐力保持能力は前補強試験体に比べて後補強試験体の方がかなり低かった。

図-3に荷重 - 水平変位曲線の比較を示す。

表-2 設計耐力一覧

試験体の種類	断面の種類	a/d	クラック発生荷重(kN)	曲げ耐力(kN)	せん断耐力(kN)
前補強試験体 RCL-1	一般部(正側)	2.25	25.8	230.3	201.8
	一般部(負側)	3.25	25.8	230.3	186.0
	基部(正側)	2.25	25.8	385.6	234.2
後補強試験体 RCL-2,3	一般部(正側)	2.25	25.8	230.3	198.8
	一般部(負側)	3.25	25.8	230.3	183.0
	基部(正側)	2.25	25.8	385.6	231.3
試験体 RCL-1,2,3	スラブ部1	0.57	167.3	1801.7	762.9
	スラブ部2	0.74	127.7	1375.9	684.5

表-3 設計耐力と実測値比較(正側)

試験ケース	せん断補強筋(D10 SD295)	a/d	設計耐力(kN)	正側最大値(kN)	割合÷
RCL-1	スターラップ	2.25	201.8	224.4	111%
RCL-2	直筋 L=420mm	2.25	198.8	196.0	99%
RCL-3	直筋 L=380mm	2.25	198.8	196.0	99%

表-4 設計耐力と実測値比較(負側)

試験ケース	せん断補強筋(D10 SD295)	a/d	設計耐力(kN)	負側最大値(kN)	割合÷
RCL-1	スターラップ	3.25	186.0	196.0	105%
RCL-2	直筋 L=420mm	3.25	183.0	184.2	101%
RCL-3	直筋 L=380mm	3.25	183.0	149.9	82%

表-2 にせん断耐力及び曲げ耐力を、表-3、表-4 にそれぞれ正側・負側の試験結果および耐力との比較を示す。図-4、図-5、図-6 にそれぞれのひび割れ状況写真を示す。

実験時の破壊状況を見ると、いずれの試験体においても、正側荷側ではハンチからの曲げひび割れ発生後、せん断ひび割れが発達したのに対し、負側荷側ではせん断ひび割れが隅角部まで入り込んでいた。このことから、負側荷側ではせん断スパンを補正する必要があると考え、せん断スパンが正側荷・負側荷で異なることを考慮したせん断耐力算定方法提案する。

せん断耐力算定方法は、設計せん断耐力の基本とした二羽らの式²⁾を用いる。正側荷側ではせん断スパン比 $a/d=2.25$ で計算し、負側荷側はせん断ひび割れが隅角部にまで入り込んでいることから、せん断スパン比 a/d が異なる考え、補正を行い計算した。補正方法は、式(1)、(2)により行う。³⁾

$$a' = L + L' \quad (1)$$

$$L' = \text{Min}(t_{cc} / 2, d) \quad (2)$$

a' : 補正後のせん断スパン(mm)

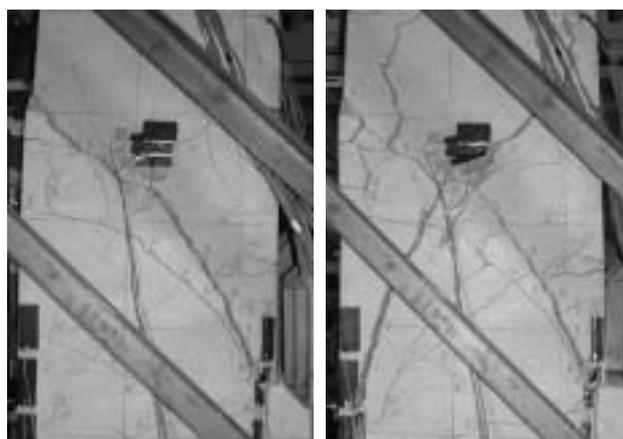
L : 載荷位置から基部上端までの距離(mm)

L' : せん断スパンの補正長さ(mm)

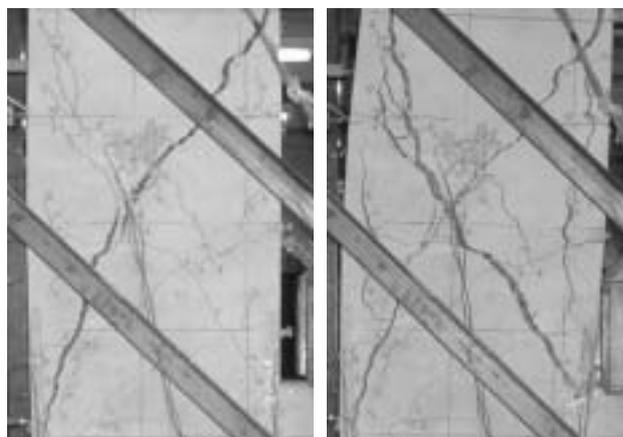
t_{cc} : 基部の部材厚(mm)

d : 側壁の有効高さ(mm)

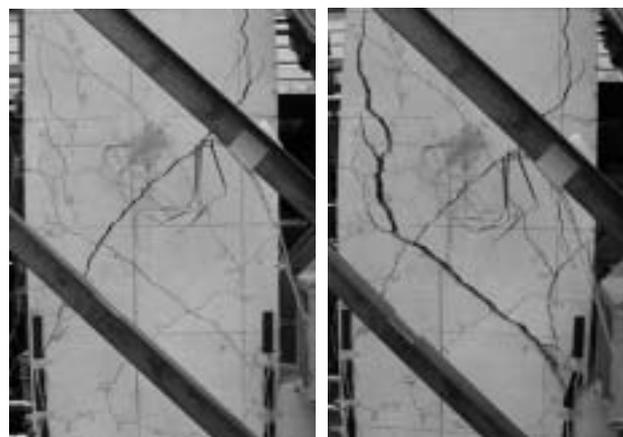
正側荷側の設計値、負側荷側のせん断スパンを補正した設計値に対するそれぞれの実測値は、前補強試験体の場合は正負両側で満足し、後補強試験体は、埋込長の短い方の負側以外はほぼ設計値を満足した。



(1) 正側最大荷重時 (2) 負側荷重抜け時
図-4 ひび割れ写真 (RCL-1: 前補強試験体)



(1) 負側最大荷重時 (2) 正側荷重抜け時
図-5 ひび割れ写真 (RCL-2: 後補強試験体)



(1) 負側最大荷重時 (2) 正側荷重抜け時
図-6 ひび割れ写真 (RCL-3: 後補強試験体)

(表-3、表-4 参照)。ただし、比較対象設計耐力は静的載荷状態における算定値である。

特に問題となるのは、後補強せん断補強を行った場合にどの程度の耐力を見込めるかという点であるが、本試験結果からは最低でも静的載荷状態時設計耐力の 82% (後補強試験体 L=380mm: 負側荷側) の耐力となった。

(5) 設計・施工にあたって

今回、せん断スパンが正載荷・負載荷で異なることを考慮したせん断耐力算定方法を提案したが、これにより耐力を適切に評価することが可能となる。

また、静的正負交番載荷試験の結果より、地震のような繰返し荷重を受けた際も、静的単調載荷試験と同様に設計耐力に対して 80% 程度のせん断耐力が得られた。

実在の既設構造物に対する補強工法とした場合、既存鉄筋間隔のばらつきや仮設材の存在等、施工による不具合や予期せぬ障害などが十分に考えられる。そこで、今回は補強鉄筋埋込によるせん断耐力を算定するに当り、安全係数の設定が重要となる。

「各種合成構造物設計指針・同解説」⁴⁾では、前施工アンカーの短期引張耐力を算出する場合に、理論値に対する引張試験結果での下限値の割合を、安全係数として乗じている。また、後施工アンカー（機械式アンカーボルト）に関しては、上向きの掘削、足場の不安定などによる施工上の誤差要因を考慮し、さらに 0.75 の施工係数（経験値）を乗じて設計を行っている例がある。

今回、施工上の各種要因のうち、定量的に評価できるものについては事前の照査・検討を行うことにより施工時の許容値に反映させる必要があった。⁵⁾

今回予想される施工上の不具合は、補強筋の配置と定着材の接着効果に大別される。補強筋の配置に影響を及ぼす要因として、削孔角度、補強筋のピッチ及び補強材同士の最小間隔がある。

削孔角度誤差についてはせん断耐力式によって照査することができる。削孔角度による影響はせん断耐力の評価式によると、 $\sin + \cos$ （：せん断補強筋が部材軸となす角度）で評価されるため、削孔角度が危険側に 12.5° 傾斜しても、0.75 の安全係数を乗じたものと同等の補強効果が得られる。

せん断補強筋のピッチについては、コンクリート標準示方書⁶⁾や道路橋示方書⁷⁾によれば、せん断補強ピッチは部材の有効高さの 1/2 以下で、かつ 300mm 以下とされている。しかし、300mm 以下という根拠は、新設構造物を対象とした乾燥収縮等によるひび割れを防ぐためのものである。今回の工事は既設構造物を対象としており、せん断補強筋の間隔を 300mm 以下にする必要はなく、最小せん断補強筋間隔を有効高さの 1/2 以下となるように設置すればよいと判断した。

鉄筋のあきの最小間隔は、道路橋示方書⁷⁾では、新設構造物の場合、鉄筋直径の 1.5 倍が必要とされている。施工上の観点から、従来の後施工アンカーでの削孔と削孔の間隔は、コンクリートの剥離を考慮し、経験上削孔径の 3 倍以上のあきを確保して行っている。今回のせん断補強は既設構造物への後施工であることを考慮し、削孔径の 4 倍以上、かつ $(0.07L +)$ 以上（角度誤差 2° を考慮）と設定し削孔を行う。

また、定着材の接着効果については、事前の定量的な評価は難しい。接着強度は、コンクリートの付

表-5 施工上の各種要因および設計条件

削孔時（鉄筋）の危険側への角度誤差	2° 以内
施工不具合（25%鉄筋がせん断補強として全く働かない場合）	0.75
設定有効率（実験による下限値 0.8 × 施工不具合 0.75）	0.60
使用定着材はコンクリートの付着強度以上とする接着強度	2.8N/mm ² 以上
部材有効高さにおける既設構造物最小せん断補強筋間隔	有効高さの 1/2 以下
掘削角度誤差 2°、コンクリートの剥離防止を考慮した掘削中心間のあき	掘削径の 4 倍以上
せん断補強筋の配置	千鳥配置

着強度以上（付着強度：2.8N/mm²）あれば有効であるという観点から、試験施工において実測値の分析を行い、本施工における許容値及び試験頻度の設定をして管理した。

予想される施工上の不具合の考察で、今回の後施工せん断補強によるせん断耐力を算出する際の、施工上の安全係数を定めるにあたって、定着材の注入不良、削孔角度誤差の影響等が、施工上の誤差要因として 0.75 の施工係数で考慮できると考えた。

以上から、補強鉄筋埋込によるせん断補強を行った場合の設計せん断耐力の算定は V_{cd} と V_{sd} の合計に対して補正し、以下の式を仮定した。

$$V_u = 0.6 \times [V_{cd} + V_{sd}] \quad (3)$$

0.6：設定有効率
（載荷試験による下限値 0.8 に施工上のマイナス要因を考慮した 0.75 の安全率を乗じた値）
（ $0.8 \times 0.75 = 0.6$ ）

V_{cd} ：せん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力

V_{sd} ：せん断補強材により受けもたれる設計せん断耐力

今回の後施工せん断補強せん断耐力を算定する上では、試験結果及び施工上のマイナス要因を加味し、載荷試験による（後施工せん断耐力 / 前施工せん断耐力）の下限値 0.8 に施工のマイナス要因を考慮した 0.75 の安全率を乗じた値として、0.6 の安全係数を用いるものとする。

3. 既設地中構造物の非線形動的解析

既設の地中構造物がレベル2地震動に対してせん断破壊する可能性を示すため、実在の構造物を対象にした非線形動的解析を行う。

(1) 解析モデル

対象は地下駅舎横断面である。地下駅舎の土被りは 9m で、地盤の境界条件として、側方境界は特に設けず、そのかわり水平方向距離を 300m とり、X 軸方向を水平ローラー、Y 軸方向・Z 軸周りの回転は固定境界とした。底面は、X・Y 軸方向・Z 軸周りの

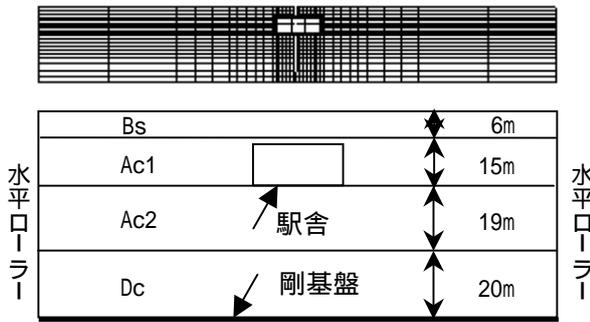


図-7 解析モデル図

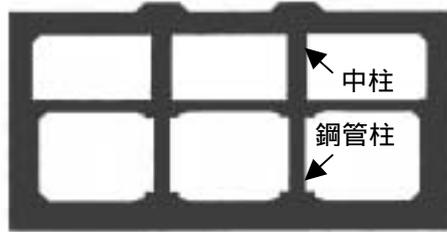


図-8 横断面図

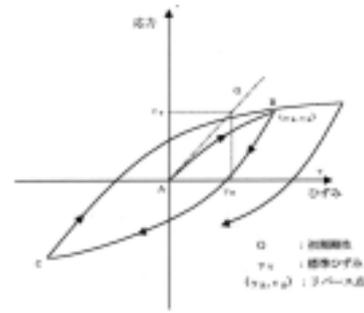


図-9 表層地盤のモデル図

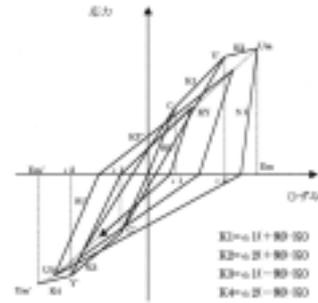


図-10 はり部材のモデル図(M- 関係)

表-6 モデルに用いた地盤物性値

No	記号	土質名	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/m ²)	せん断弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比
1	Bs	砂層	16.7	38250	113000	0.477
2	Ac1	沖積粘土層	15.2	12560	37570	0.498
3	Ac2	沖積粘土層	15.4	19000	57000	0.497
4	Dc	洪積砂層	16.7	61370	183150	0.491

表-7 モデルに用いた部材特性値

部材名	上床板	中床板	下床板	B1側壁	B2側壁	中柱	鋼管柱
長さ(m)	26	26	26	5	7	5	7
幅・直径(m)	1.2	0.5	1.6	1.2	1.6	1	0.7
奥行き・厚さ(m)	1	1	1	1	1	1.4	0.0049
配置間隔(m)	-	-	-	-	-	5	5
断面積(m ²)	1.2	0.5	1.6	1.2	1.6	0.28	0.0021
断面2次モーメント(m ⁴)	0.1440	0.01042	0.3413	0.1440	0.3413	0.02333	0.0001292
単位体積重量(kN/m ³)	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	77
ヤング係数(kN/m ²)	2.5 × 10 ⁷	2.1 × 10 ⁸					
ポアソン比	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3

回転を固定境界とすることによって、完全に剛な基盤面とした。モデル化した表層地盤は、4層から成り立ち、地盤の繰返し非線形性を考慮し、修正 Ramberg-Osgoodモデルを適用した平面ひずみ要素で置換した。

対象とした駅舎断面は、幅26m、高さ12mからなるボックス構造で、各部材の断面積や鉄筋量の違いを考慮し、2次元非線形はり要素で構成。はり部材の地震時繰返し非線形特性は、コンクリートのひび割れ時と引張鉄筋の降伏時に、剛性低下が起こると考え、非線形履歴モデル(トリリニアモデル)を用いて考慮し、本解析では武田モデルを用いた。

解析モデルは、表層地盤を780個の平面ひずみ要素、地下駅舎の構造物を126個の非線形はり要素、地盤～構造物接触面を76個のジョイント要素、計982個の要素から成り立っている。

図-7に解析モデル図、図-8に断面照査を行う横断面図、図-9に表層地盤のモデル図、図-10にはり部材のモデル図(M- 関係)を示す。

表-6、表-7にそれぞれモデルに用いた地盤物性値と部材特性値を示す。

側壁、中柱、鋼管柱の主要な配筋状態を示す。B1側壁は幅1.2m。外側主鉄筋にはSD345のD25とD29が1mあたりそれぞれ4本ずつ、内側主鉄筋にはSD345のD19が1mあたり8本で配筋されている。B1側壁せん断補強筋はSD345のD13が1mあたり5本で60cmピッチで配筋されている。中柱は、幅1m、奥行き1.4m。外側・内側主鉄筋とも、SD345のD19が1.4mあたり20本で配筋されている。中柱せん断補強筋はSD345のD13が1.4mあたり6本で30cmピッチで配筋されている。鋼管柱の直径は1.2m、材質はSTK400で板厚4.9mm。内部にはコンクリートが充填されていない。

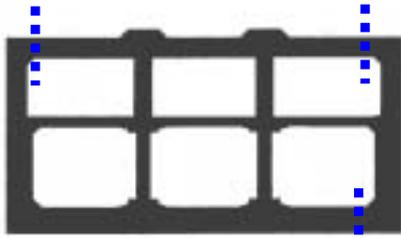


図-11 レベル1地震動に対するせん断破壊箇所

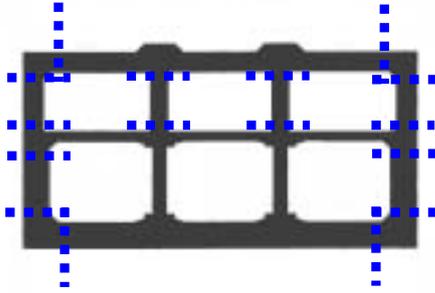


図-12 レベル2地震動に対するせん断破壊箇所

構造物には周辺地盤の初期土圧が作用するため、自重解析を行い時刻歴応答解析の初期値とした。

時刻歴応答解析の入力地震動として、構造物の耐震設計法の基本方針として提唱されている「2段階設計法」(レベル1およびレベル2地震動)を考慮し、八戸港波(最大加速度170[gal])と神戸ポートアイランド波(最大加速度679[gal])を用いた。データ間隔は0.01秒である。

(2) 断面力照査

せん断耐力の算定式を式(4)に示す。⁶⁾

$$\begin{aligned} V_{yd} &= V_{cd} + V_{sd} & (4) \\ \left[\begin{aligned} V_{sd} &= [A_w \cdot f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] z / \gamma_b \\ V_{cd} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

解析によって得られたせん断力をそれぞれ終局耐力と比較することによって断面力照査を行った。

レベル1の八戸港波では、上床板の2箇所でせん断破壊が生じた。ただし、終局耐力と計算断面力はほぼ同じであった。レベル2の神戸ポートアイランド波では、上床板左右端の2箇所、下床板左右端の2箇所、左右側壁の上端・中間部・下端の8箇所、左右中柱の4箇所、計16箇所でせん断破壊が生じた。

図-11、図-12にそれぞれレベル1地震動及びレベル2地震動に対するせん断破壊箇所を示す。

(3) 考察

今回実在の構造物を対象にした非線形動的解析を行うにあたり、側壁隅角部と中柱にせん断破壊が生じることを予想したが、上下床板隅角部、側壁隅角部、中柱において破壊が生じた。

解析結果から、上下床板隅角部および左右側壁隅角部には、せん断補強工法として提案している鉄筋埋め込み工法¹⁾を用い、中柱には現在多く用いられている鋼板や繊維シートなどを巻き付ける補強工法を用いて、せん断破壊に対して耐震補強を行う必要があることが判明した。

4. 結論

- (1) 静的正負交番載荷試験では、前補強試験体は正載荷側において終局を迎え、後補強試験体は二体とも負載荷側において終局を迎えた。実験時の破壊状況を見ると、いずれの試験体においても、正載荷側ではハンチからの曲げひびわれ発生後、せん断ひびわれが発達したのに対し、負載荷側ではせん断ひび割れが隅角部まで入り込んでいた。このことから、負載荷側ではせん断スパンを補正する必要があると考え、せん断スパンが正載荷・負載荷で異なることを考慮したせん断耐力算定方法提案し、耐力を適切に評価することが可能となる。
- (2) 新たに提案した鉄筋埋め込み工法は、本試験結果より、地震のような繰り返し荷重を受けた際に、せん断スパンの補正を考慮した設計耐力に対して、最低でも80%程度のせん断耐力が得られた。そこで、現場での施工を考慮し、載荷試験による下限値0.8に施工上のマイナス要因を考慮した0.75の安全率を乗じた値0.6を安全係数とし、せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力とせん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力の和に、この安全係数を乗じたものを、鉄筋埋め込みによるせん断補強を行った場合の設計値として設計を行うこととした。
- (3) 既設の地中構造物がレベル2地震動に際してせん断破壊する可能性を示すため、実在の構造物を対象にした非線形動的解析を行った結果、レベル1では上床板。レベル2では上下床板隅角部、側壁隅角部、中柱においてせん断破壊が生じることが判明した。

参考文献

- 1) 山村賢輔，清宮理：開削トンネル擁壁部の地震時挙動及びせん断補強方法，地震工学シンポジウム論文集，pp.1025-1031，2002。
- 2) 二羽淳一郎，山田一宇，横沢和生，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木工学論文集，No.372/V-5，pp.167-176，1986。
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，共通編・下部構造編，pp.229-238，2002。
- 4) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，pp.81，1985。
- 5) 岩下正美，小林亨，小林靖典，清宮理：せん断補強鉄筋埋込工法(後施工)による第二航路トンネルの側壁補強，土木施工シンポジウム，2002.2。
- 6) (社)土木学会 コンクリート委員会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，pp.65-81，2002。
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，共通編・下部構造編，pp.173-189，2002。