

Растягивающие напряжения в кирпичной кладке стены по ряду  $\Gamma_1$  величиной 0,2 МПа превышают допустимые (0,08 МПа по [2]), т.е. после демонтажа стен по рядам Н и А при воздействии ветрового давления на стену по ряду  $\Gamma_1$  происходит ее разрушение.

Таким образом, при реконструкции литейного цеха разборку наружной стены отделения мелкого литья по ряду Н можно производить только после демонтажа внутренних стен.

#### Полученные результаты и выводы

1. Выполнен комплекс обследовательских работ, позволивший установить фактическое состояние отдельных строительных конструкций здания литейного цеха, так и его состояние в целом.

2. Даны рекомендации о возможности реконструкции и дальнейшей эксплуатации при условии демонтажа как отдельных конструкций, так и целых пролетов цеха.

3. Предложена последовательность демонтажа конструкций покрытия отдельных пролетов литейного цеха, которая обеспечивает прочность и устойчивость сохраняемых конструкций.

4. Показана необходимость расчетной оценки несущей способности и устойчивости основных конструктивных элементов не только при существующих нагрузках, но и в процессе демонтажа.

#### ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: Госстрой СССР, 1986.-35 с.

Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. – К.: Будівельник, 1990. – 184 с.

УДК 624.046.2

#### ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ ВИСОТНОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ

*А.Н.БАМБУРА, к.т.н., зав.від., І.Р.САЗОНОВА, інж., ст. наук. співр.  
Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Київ,  
Україна*

В останні роки в Києві все більшого поширення набуває проектування та будівництво висотних житлових будинків. При цьому для кожного експериментального будинку розробляються «Індивідуальні технічні вимоги», згідно яких слід виконати дублюючий розрахунок несучих конструкцій, при цьому несуча здатність і експлуатаційна придатність розраховується на основі методів, які враховують пружно-нелінійну роботу матеріалів конструкцій.

Наведемо один з можливих підходів при виконанні дублюючого розрахунку на прикладі висотного житлового будинку висотою ~110 м, що будується в м. Києві (житловий масив «Осокорки»).

Конструктивна схема будівлі складається з монолітних залізобетонних пілонів різної конфігурації та колон, які розташовані на монолітному залізобетонному ростверку товщиною 1,5 м. Фундаментами будівлі слугують фундаменти глибокого закладання – бурін'єкційні палі діаметром 620 мм, довжиною 14 та 16 м. По верху пальові фундаменти об'єднані плитним ростверком. Клас бетону ростверку В25. На пілони спираються монолітні залізобетонні перекриття з товщиною плити 220 мм. Пілони та перекриття запроектовано з бетону класу В30. Висота типового поверху 3 м. Залізобетонний каркас сягає відмітки + 104,94 м. Вище знаходяться металеві конструкції баштової надбудови. На рис. 1 наведено конструктивну схему типового поверху будинку.

Розрахунок трьохвимірної комп'ютерної моделі виконаний за допомогою програмного комплексу «Lira-Windows», що є комп'ютерною системою для структурного аналізу та проектування. Програма розроблена Науково-дослідним інститутом автоматизованих систем у будівництві будівництві (НДІАСБ), Київ, Україна.

В практиці проектування розрахунки виконуються, як правило, окремо для каркасу та окремо для фундаментів будинку. Це призводить до того, що зусилля, які виникають в несучих елементах стін, колон чи пілонів нижніх поверхів від нерівномірних осадок ґрунтів, не враховуються. Тому, виконуючи дублюючий розрахунок, необхідно розглядати систему «верхня будова-фундаменти-основа». Розрахунок такої системи дозволить отримати більш реальну картину напружено-деформованого стану несучих конструкцій. Такі розрахунки є досить складними і потребують не тільки детального аналізу конструктивних особливостей будинку, а і дуже ретельного ставлення до отриманих результатів. Необхідно пам'ятати, що результати розрахунків у лінійній постановці дають приблизну картину напружено-деформованого стану моделі і цілком залежать як від якості початкової інформації, так і від ступеня дискретизації конструктивних елементів.

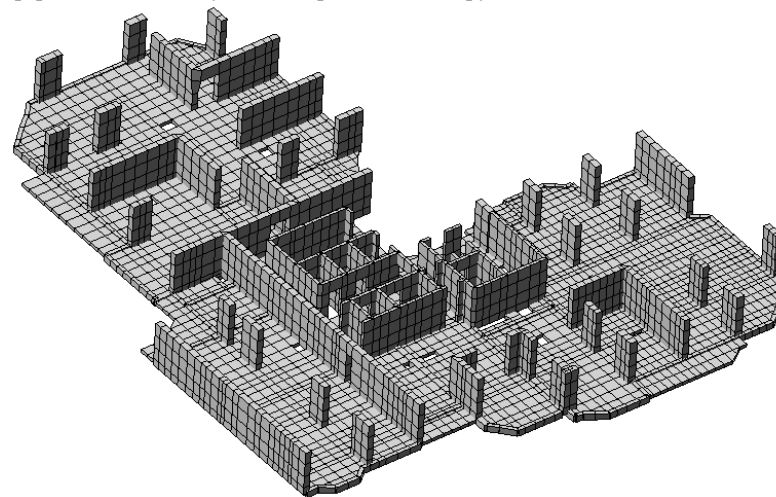


Рис. 1 – Конструктивна схема пілонів типового поверху

Для виконання розрахунків на основі аналізу конструктивної схеми будівлі була розроблена трьохвимірною комп'ютерна модель, яка включала заліобетонний каркас, ростверк, палі та елементи, що моделюють ґрунт.

На першому етапі розрахунок було виконано в лінійній постановці. Виконані розрахунки показали, що конструктивна схема будинку є не дуже вдалою. По-перше, форма будівлі не є симетричною. Тому, закручування притаманне не тільки першій формі власних коливань, а і наступним формам. По-друге, каркас будівлі має значний крен від власної ваги і тимчасових навантажень, що призводить до виникнення нерівномірних напружень у пілонах та діафрагмах підвалу.

Аналіз вертикальних переміщень ростверку показав, що від нормативних навантажень ці переміщення сягають величини 178 мм. При цьому слід зазначити, що вертикальні переміщення розподіляються дуже нерівномірно. Це викликано прийнятою схемою розташування паль, в якій не було враховано особливості верхньої будови. Слід було прийняти до уваги, що частина будинку в осях 22-34, Л-Ф має набагато більшу власну вагу за рахунок суцільних діафрагм та ліфтових шахт (див. рис. 1).

В результаті перевірок розрахунків виявилось, що на окремих ділянках ростверку його переріз не задовольняє умовам міцності навіть при дії суми нормативних навантажень без врахування вітрового тиску. Жорсткість плити, з огляду на отриманий розрахунок напружено-деформований стан і роботу пілонів, є недостатньою. Перевірочні розрахунки пілонів засвідчили, що пілони підвалу та першого поверху з врахуванням коефіцієнту відповідальності 1,1 мають коефіцієнти запасу 0,975...1,25, що, вважається достатнім. Один з пілонів четвертого поверху не проходить на 20% (це пов'язане з зміною конструктивної схеми та розмірів перерізів пілонів). Пілони верхніх поверхів мають великі коефіцієнти запасу (1,5-1,7 на 15 поверсі).

Таким чином, на наступному етапі розрахунку для отримання більш точних величин згинальних моментів в ростверку та зусиль в пілонах необхідно було врахувати нелінійні властивості матеріалів. Зробити це в автоматичному режимі програмного комплексу для моделі, яка має більш ніж 130 тис. скінчених елементів неможливо. В таких умовах нелінійну роботу перерізу конструкції з композитного матеріалу (що складається з бетону і декількох рядів арматури) з різною жорсткістю можливо задати двома способами:

- зміною розмірів перерізу в процесі розрахунку на кожній ітерації в ручному режимі, відповідно до зміни моменту або жорсткості;
- зміною в процесі розрахунку інтегральної величини - жорсткості, при незмінних геометричних параметрах перерізу, що фактично веде до зміни модуля деформацій умовного матеріалу.

Перший шлях в даному випадку неприйнятний, тому що відсутні залежності між вихідними параметрами програми (моменти, деформації і т.д.) і розмірами перерізу. Крім того, зміна розмірів спричиняє за собою небажану зміну інших важливих параметрів (скажімо маси елемента), що використовуються в розрахунках. Тому, для реалізації поставленої задачі використаний другий підхід. Врахування нелінійності роботи матеріалів виконано на основі використання методики НДІБК [1, 2], що базується на реальних діаграмах деформування матеріалів. Вказана методика дозволяє

отримати залежність кривизни (жорсткості) від діючого моменту, а при необхідності і врахувати зміну цих параметрів при обриві частини (при багаторядному армуванні) розтягнутої арматури. Виконані розрахунки дозволили використовувати в комп'ютерній моделі так званий "фіктивний модуль" деформацій приведених перерізів. Величина цього модуля визначалася розрахунковим шляхом з аналізу напружено-деформованого стану розрахункового перерізу таким чином. Відомо, що жорсткість перерізу, яка відповідає роботі конструкції в пружній стадії визначається по формулі  $V=EJ$  ( $E$  - модуль пружності матеріалу). В той же час, ця величина для нелінійних матеріалів не може залишатися постійною, оскільки вона залежить від співвідношення  $M/\alpha$ , де  $\alpha$  - кривизна на певному етапі навантаження конструкції. Задаючись на діаграмі "  $M-\alpha$  ", побудованою на основі підрахунків по методиці НДІБК, величиною згинального моменту, отриманого в результаті розрахунку комп'ютерної моделі, визначаємо відповідну до нього кривизну і підраховуємо нове значення  $V^*=M/\alpha$ . Для того, щоб кінцевий елемент моделі мав реальну жорсткість  $V^*$  необхідно задати замість початкового модуля пружності  $E$ , фіктивний модуль, рівний  $E_f=V^*/J=12 \cdot V^*/b \cdot h^3$ .

Таким чином було визначено і використано при розрахунках моделі фіктивні модулі для пілонів, колон, діафрагм та перекриття.

Вважаючи на те, що різні ділянки ростверку мають різне армування, було виділено 4 основних типи армування (табл. 1).

Таблиця 1

Типи армування ростверку

Тип армування	Нижня арматура у першому шарі	Нижня арматура у другому шарі	Верхня арматура у першому шарі	Верхня арматура у другому шарі
1	Ø25A400C, крок 200 мм + Ø28A400C, крок 200 мм	Ø25A400C, крок 200 мм	Ø25A400C, крок 200 мм	Ø25A400C, крок 200 мм
2	Ø25A400C, крок 200 мм + Ø28A400C, крок 200 мм	Ø28A400C, крок 200 мм	Ø25A400C, крок 200 мм	Ø25A400C, крок 200 мм
3	Ø25A400C, крок 200 мм + Ø28A400C, крок 200 мм	-	Ø25A400C, крок 200 мм	-
4	Ø25A400C, крок 200 мм + Ø28A400C, крок 200 мм	Ø28A400C, крок 200 мм	Ø25A400C, крок 200 мм	-

Розрахунки перерізів фундаментної плити з різним армуванням були виконані по програмі «Strong», розробленій в НДІБК на основі реальних діаграм деформування бетону і арматури відповідно до рекомендацій [3]. В результаті розрахунків отримано залежності “М –  $\epsilon$ ” для кожного з чотирьох типів армування фундаментної плити. На рис. 2, як приклад, наведено графіки “М –  $\epsilon$ ” для другого та третього типів армування.

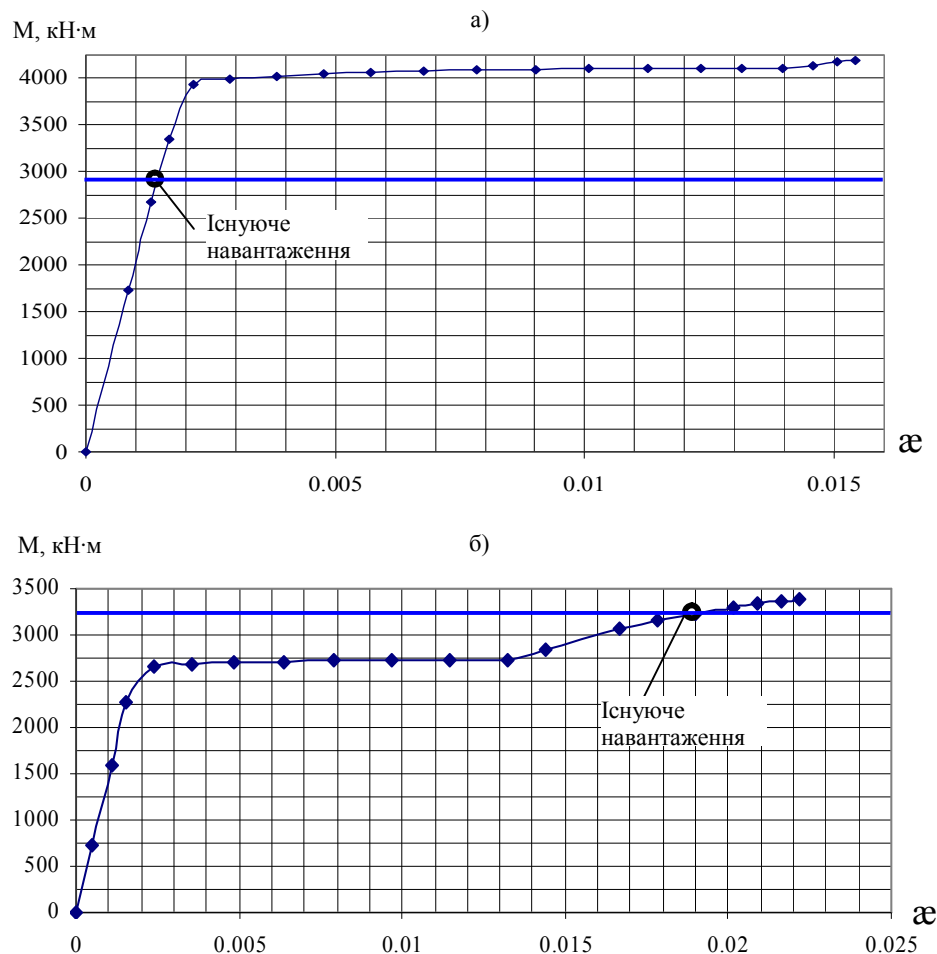
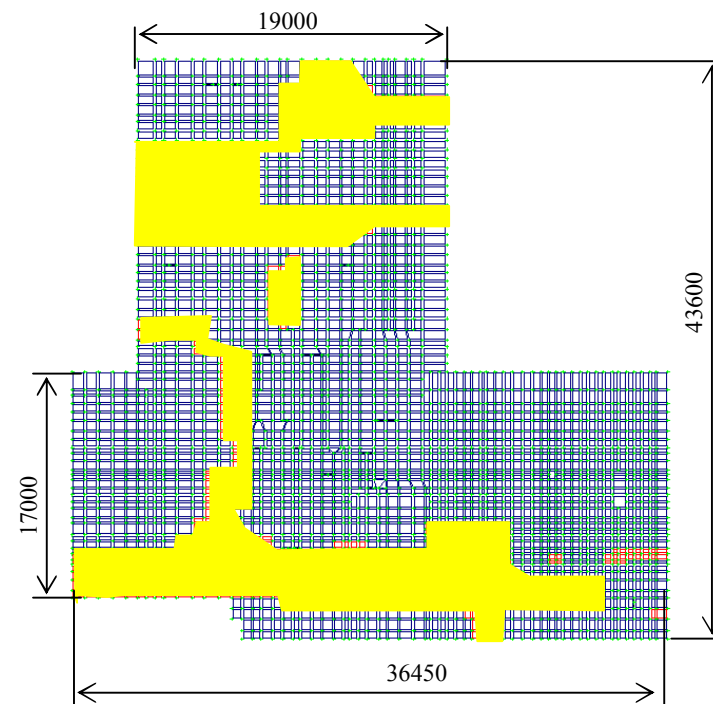


Рис. 2–Графіки залежності “М –  $\epsilon$ ” для другого (а) та третього (б) типів армування ростверку

Розрахунки проводились таким чином. В пружній стадії отримуємо величини згинальних моментів в елементах ростверку. Для кожного типу армування визначаємо жорсткість перерізу та величину фіктивного модулю. В моделі замість початкового модуля пружності для вказаних елементів вводимо фіктивний модуль. Робимо розрахунки і отримуємо нові моменти, в залежності з якими корегуємо величини фіктивних модулів.

Таким чином, було зроблено вісім постановок задачі, після кожної з якої замість модуля пружності для елементів ростверку вводився фіктивний модуль. Це призвело до зменшення максимальних згинальних моментів майже на 50%. На рис. 3 показано зони ростверку, для яких введено фіктивні модулі деформації.



Примітка: На схемі виділені зони скінчених елементів, для яких було враховано фіктивний модуль деформації.

Рис. 3– Схеми елементів фундаментної плити, для яких введено фіктивні модулі деформації

В результаті нелінійних розрахунків було визначено ділянки ростверку, які не задовольняють вимогам нормативних документів по першій та другій групам граничних станів. Проблема полягає в тому, що на момент виконання дублюючого розрахунку практично весь каркас було побудовано, в тому числі зовнішні та внутрішні стіни. Таким чином, на ростверк діє майже все навантаження від власної ваги несучих конструкцій будинку, яка складає приблизно 70% від суми всіх навантажень.

Звернемось ще раз до рис. 3. На графіках позначено напружено-деформований стан ділянок плити від існуючого на даний момент навантаження. Як бачимо, плита на ділянці 3 вже від існуючих навантажень знаходиться в критичному стані. Це означає, що розрахунки, які було виконано при проектуванні будинку, не дали можливості отримати реальний розподіл моментів у ростверку, що, в свою чергу, призвело до невдалого армування плити ростверку і додаткових затрат по його підсиленню.

Для підсилення ростверку було розроблено і прораховано декілька різних варіантів технічних рішень:

- за допомогою влаштування в підвалі монолітних залізобетонних стін, які будуть об'єднувати пілони, розташовані по контуру будинку;
- влаштування по фундаментній плиті системи підсилюючих перехресних балок розмірами 0,45×0,6 м в зонах максимальних згинаючих моментів;
- нарощування фундаментної плити зверху ще на 1 м з відповідним армуванням при забезпеченні сумісної роботи з існуючими конструкціями.

Розрахунки показали, що найбільш ефективним рішенням є влаштування стін підсилення, але, у зв'язку з тим, що підвальні приміщення будуть відведені під бокси для автомобілів, Замовником запропоновано передбачити у стінах підсилення великогабаритні отвори розмірами 2,4×2,2 м. Влаштування таких отворів робить цей варіант непридатним для виконання. Остаточо, підсилення плити запропоновано виконати наступним чином:

- за допомогою влаштування в підвалі монолітних залізобетонних стін, які будуть об'єднувати пілони, розташовані на ділянці ростверку, щоа потребує підсилення;
- нарощування товщини ростверку на 450 мм на площі ~19×15 м.

Для цього варіанту було розроблено робочі креслення і на даний час роботи по підсиленню ростверку вже закінчено.

Підсилення пілону вирішено виконати за допомогою залізобетонної обойми. Визначення несучої здатності пілонів, підсиленних залізобетонними обоймами, виконано по програмі «Strong», яка була розроблена на основі використання реальних діаграм деформування бетону та арматури [1]. Це дозволило врахувати існуючий напружено-деформований стан пілону, на який вже передано майже все навантаження від власної ваги несучих конструкцій будинку, яка складає приблизно 70% від суми всіх навантажень.

Розрахунки виконувалися у наступній послідовності:

- по програмі «Strong» визначена несуча здатність пілону до підсилення та побудована залежність «N - ε», де N – стискаюча сила, ε - деформація нейтральної осі перерізу;

- по програмі «Strong» визначена несуча здатність обойми підсилення та побудована залежність «N - ε», де N – стискаюча сила, ε - деформація нейтральної осі перерізу;

- будувється сумарна крива залежності «N - ε» для підсиленого перерізу пілону з точки, яка відповідає реальному стану завантаження пілону.

Розрахунки виконувались окремо для двох напрямків дії моментів. В напрямку довжини пілону та в напрямку ширини пілону.

Більш детально такі розрахунки описані в статті [3].

Ще одна проблема при проектуванні висотних будинків полягає в тому, що згідно [4], їх треба розраховувати на стійкість прогресуючому обваленню. До речі, у виданих в 2005 р. на території України нормах, такі розрахунки передбачено виконувати і для житлових будинків висотою до 73,5 м [5, п.2.8].

Розрахунок на стійкість прогресуючому обваленню слід виконувати за умови руйнування однієї з вертикальних несучих конструкцій будівлі. Але, вважаючи на те, що пілони підвалу та першого поверху не мають значних резервів по міцності перерізу, виключення з роботи каркасу однієї з вертикальних несучих конструкцій призведе до обвалення значної частини будівлі. Виходячи з досвіду світової практики, було прийняте рішення змоделювати вибух горизонтальним навантаженням на вертикальні несучі конструкції:

- 35 кН для колон, прикладені в середині відстані між перекриттями;
- 10 кН/м<sup>2</sup> на поверхні стін та діафрагм в межах одного поверху.

Перевірка показала, що за заданих умов моделювання вибуху пілони, до яких було прикладено навантаження, задовольняють вимогам по першій та другій групам граничних станів. Коефіцієнт надійності складає 1,0...1,175. Але при проектуванні висотних будівель слід передбачати конструктивні заходи, які будуть запобігати обваленню будинку при виключенні з роботи каркасу однієї з вертикальних несучих конструкцій.

#### ВИВОДИ

1. При проектуванні висотних будинків розрахунки повинні виконуватись для системи «верхня будова-фундаменти-основа» з врахуванням нелінійної роботи матеріалів.
2. Виконані розрахунки показали, що складна конструктивна схема будинку є не дуже вдалим рішенням. По-перше, форма будівлі не є симетричною. Тому, закручування притаманне не тільки першій формі власних коливань, а і наступним формам. По-друге, каркас будівлі має значний крен від власної ваги і тимчасових навантажень.
3. При проектуванні ростверку слід прагнути до рівномірного його завантаження і розташовувати палі таким чином, щоб осадки були якомога більш рівномірні.

#### ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Бамбура А.Н., Бачинский В.Я., Журавлева Н.В., Пешкова И.Н. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона – К.; НИИСК Госстроя СССР, 1987 – 25 с.

2. Бамбура А.Н., Гурковский А.Б. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе. //Міжвід. наук.-техн. зб. Будівельні конструкції. – К.:НДІБК,2003. - №59. с. 121-130.
3. Бамбура А.Н., Сазонова И.Р. Особенности расчета колонн высотного здания, усиленных при реконструкции железобетонными колоннами. //Міжвід. наук.-техн. зб. Будівельні конструкції. – К.:НДІБК,2005. - №62. с. 44-49.
4. „Індивідуальні технічні вимоги для проектування експериментального висотного житлового будинку за адресою: пр. Григоренка, 7-А, м/р житлового масиву “Осокорки” в Дарницькому районі м. Києва”.
5. ДБН В.2.2-15-2005. Житлові будинки. Основні положення. Державний комітет України з будівництва та архітектури, Київ,2005.

**УДК 721.011:56**

**ВОПРОСЫ ИНТЕГРАЦИИ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСОВ, НА  
ОСНОВЕ ИНФОРМАЦИОННО-ЛОГИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ  
СТРОИТЕЛЬНОГО ОБЪЕКТА**

*М.С. Барбаби, к.т.н., ведущий научный сотрудник  
НИИАСС, г. Киев.*

Современное развитие систем автоматизированного проектирования характеризуется тенденциями интеграции программных комплексов. Использование интегрированной линии проектирования высотных зданий создает такие возможности, как:

- реалистичная визуализация, анимация и «виртуальная реальность», позволяющие всем, как профессионалам, так и людям, далеким от архитектуры, заказчикам, подрядчикам, городской администрации и др. увидеть результат проектирования;
- трехмерное размещение оборудования, планировка помещений, расстановка мебели;
- моделирование и визуализация строительных материалов отделочных работ;
- исследование различных вариантов проекта и альтернативных методов строительства;
- моделирование изменения конструкций, требующееся в процессе эксплуатации здания.

Известно, что архитектурную модель сложно преобразовать в расчетную схему. Это обусловлено наличием в ней архитектурных излишеств, которые не являются элементами расчетной схемы и могут повлиять на результаты расчета не всегда аккуратным сопряжением элементов модели, отсутствием данных об условиях опирания и примыкания элементов, нагрузках, материалах и т.п. Трудоемкость доведения модели, полученной в результате импорта, до уровня расчетной схемы чаще всего зависит от согласованности действий архитектора и конструктора на стадии создания архитектурного проекта.

Традиционно архитектурное проектирование в САПР подражало использованию обычных инструментов - карандаша, пера, бумаги и т.д. Более развитое программное обеспечение, однако, отбрасывает это подражание и внедряет свои собственные методы архитектурного проектирования. Эти методы нелинейные и основаны на тесной интеграции программных комплексов, участвующих в проектировании.

На сегодняшний день очевидной проблемой является обеспечение надлежащего уровня интеграции программных средств, которые обеспечивают автоматизацию процесса проектирования объектов строительства. Средством интеграции архитектурно-строительных программных комплексов должна стать единственная унифицированная информационно-логическая цифровая модель объекта, которая будет описывать объект строительства в целом.

Информационно-логическая модель объекта создается на базе цифровой модели объекта с учетом механизма формирования проектного решения.

Информационно - логическая трехмерная компьютерная модель, создаваемая в системе проектирования, содержит:

1. Информацию об элементах, динамически связанную с внешними базами данных. Информация из баз данных может быть использована при формировании отчетных документов или для манипулирования и пересмотра информации, описывающей элементы.
  2. Информацию о текущей комплектации оборудования с учетом всех последних изменений.
  3. Связь геометрического положения модели с информацией о ней.
  4. Профессиональные возможности просмотра в любой перспективе
- По созданной модели автоматически генерируется перечень документов:
- список и отображение элементов по заданным (общим) параметрам марка, давление, среда,
  - дата ввода в эксплуатацию;
  - экспликация оборудования в процессе возведения;
  - подсчет объемов работ.

Информационно - логическая модель объекта предоставляет архитектору, конструктору и сметчику гораздо больше возможностей по рассмотрению вариантов и внесению изменений в проект, отслеживая при этом все последствия внесенных изменений.

Например, уже на стадии эскизного проектирования у архитектора имеется в наличии детальная и точная информация, ранее доступная только на этапе детального проектирования. И наоборот, фундаментальные изменения в проект могут быть внесены достаточно поздно, не нарушая значительно график выполнения работ, так как двумерные рабочие чертежи являются по своей сути проекциями, полученными автоматически из исходной трехмерной компьютерной модели. Такой метод проектирования также позволяет архитекторам и конструкторам экспериментировать с проектными альтернативами и делать выбор лучшего решения на более ранних стадиях, когда степень риска не окупаемых затрат и потерь рабочего времени существенно ниже.